

SONDERFORSCHUNGSBEREICH 148

BRANDVERHALTEN VON BAUTEILEN

ARBEITSBERICHT 1984-1986

TEIL II

TU-BRAUNSCHWEIG

JULI 1987

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Technische Universität Braunschweig

Arbeitsbericht 1984 - 1986

Teil II

Projektbereich B

Teilprojekt C 3

Braunschweig, im Juli 1987

2. F. R. 1

Inhalt Teil II

Seite

| | |
|---|-----|
| Projektbereich B "Baustoffe". | 1 |
| Teilprojekt B 3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton" . . . | 5 |
| Teilprojekt B 4 "Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen" | 237 |
| Teilprojekt B 6 "Veränderung der Struktur und der Eigen- schaften des Zementsteins infolge Ein- wirkung erhöhter Temperatur". | 299 |
| Teilprojekt B 7 "Chemische Einwirkung korrosiver Brandgasbe- standteile auf Stahlbeton" | 305 |
| Teilprojekt C 3 "Natürlicher Brand - seine Einflußparameter in kleinen und großen Brandräumen" | 349 |

B

Sonderforschungsbereich 148
- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich B "Baustoffe"

Allgemeine Angaben zum Projektbereich B

Tragende Teile des konstruktiven Ingenieurbaus bestehen heute fast ausnahmslos aus Stahl und Stahlbeton. Daher umfaßte der Projektbereich B die Untersuchung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton und Stahl und von einfachen Kombinationen dieser Ausgangsstoffe; dazu gehörte z.B. das Verbundverhalten von Beton- und Stahlbetonelementen unter zeitabhängiger, mechanischer und thermischer Beanspruchung. Das Verhalten des Betons wurde durch mineralogische Einzeluntersuchungen an Bindemittel- und Zuschlagkomponenten vertieft. Bei den Stählen wurden Beton- und Spannstähle sowie gewöhnliche und Feinkornbaustähle betrachtet. Alle Ergebnisse wurden als notwendige Materialkennwerte für die Weiterverarbeitung in den Projektbereichen A und D aufbereitet.

Der Projektbereich B umfaßte im Berichtszeitraum fünf Teilprojekte, wovon eines - Teilprojekt B 5 - bereits 1984 erfolgreich abgeschlossen wurde.

Im Teilprojekt B 5 wurde das Verbundverhalten von Stahl- und Spannbetonstäben im Beton untersucht. Vorrangiges Ziel war die Ermittlung von "Grundgesetzen" für den Verbund in Abhängigkeit von der Temperatur. Des weiteren waren die konstruktiven bzw. ingenieurmäßigen Erfordernisse für die brandschutztechnisch richtige Konstruktion von Verankerungen Gegenstand der Untersuchungen.

In den verbleibenden Projekten B 3 und B 6 wurden wichtige Grundsatzfragen über das thermische Verhalten von hydraulischen Bindemitteln und Beton bearbeitet. Insbesondere gehörten dazu u.a. folgende Fragestellungen und Probleme:

- Strukturelle und mineralogische Vorgänge in thermisch beanspruchten Bindemittelphasen.
- Wie ändert sich die Festigkeit des reinen Bindemittels in Abhängigkeit von der Temperatur?
- Welche physikalischen bzw. mechanischen Auswirkungen hat eine Temperaturbeanspruchung im Beton?

- Wie sind die Betonfestigkeit und Verformung mit der Temperatur korreliert?
- Wie sind die temperaturabhängigen Materialgesetze für Beton zu formulieren?

Bezüglich der Materialeigenschaften von Stahl (Teilprojekt B 4) wurden ähnliche Fragestellungen verfolgt. Insbesondere interessierten hier die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Bau-, Beton- und Spannstählen verschiedener Güte und Festigkeit. Die metallurgischen Aspekte der Temperatureinwirkungen auf die verschiedenen Stahlarten wurden ebenfalls behandelt.

Im Teilprojekt B 7 wurde der Frage von Brandfolgeschäden insbesondere durch korrosive Brandgase nachgegangen. Untersucht wurden vor allem Folgeschäden in Stahlbetonbauteilen, Möglichkeiten zu deren Verhütung und letztlich auch die Frage der Sanierung geschädigter Bauteile.

Der Projektbereich B "Baustoffe" war somit Zulieferer für den Projektbereich A "Bauteile". Darüber hinaus wurden jedoch auch grundlagenorientierte Baustoffprobleme behandelt, um die materialspezifischen Temperatureigenschaften der wichtigsten Konstruktionsbaustoffe erklären zu können.

B3

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 3

Hochtemperaturverhalten von Festbeton

von

Dr.-Ing. U. Diederichs

Dr.-Ing. C. Ehm

Dr.-Ing. K. Hinrichsmeyer

Prof. Dr.-Ing. habil. U. Schneider

Dr.-Ing. W. Wydra^{*)}

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1984 - 1986
Förderungsantrag vom April 1983, S. 105 - 119

^{*)} Herr Dr. Wydra, TH Wrocław, war als Gastwissenschaftler von Januar 1984 bis Juli 1985 im Teilprojekt B3 auf dem Gebiet "Hochtemperaturkriechen" tätig

| | | |
|-------|--|---------|
| 1 | Aufgaben und Ziele des Teilprojekts B3..... | B3 - 4 |
| 2 | Untersuchung der Rißbildung infolge thermischer Beanspruchung | |
| 2.1 | Beurteilung der Rißbildung in belastet aufgeheizten Betonproben bei Aufheizung und Abkühlung mittels Schallemissionsanalyse. | |
| 2.1.1 | Experimentelles..... | B3 - 8 |
| 2.1.2 | Ergebnisse der optischen Untersuchungen..... | B3 - 12 |
| 2.1.3 | Ergebnisse der Volumenmessungen..... | B3 - 16 |
| 2.1.4 | Ergebnisse der Schallemissionsanalyse | B3 - 19 |
| 2.2 | Beurteilung der Rißbildung in belastet aufgeheizten Mörtelproben durch Quecksilberporosimetrie | |
| 2.2.1 | Experimentelles..... | B3 - 30 |
| 2.2.2 | Porenradienverteilungen unbelastet aufgeheizter Proben..... | B3 - 32 |
| 2.2.3 | Porenradienverteilungen belastet aufgeheizter Proben..... | B3 - 34 |
| 2.2.4 | Rißentstehung und räumliches Rißmuster | B3 - 51 |
| 2.2.5 | Folgerungen..... | B3 - 51 |

3 Auswirkung hoher Temperaturen auf das biaxiale Festigkeits- und Verformungsverhalten

3.1 Versuchsprogramm

- 3.1.1 Parameter der Untersuchungen..... B3 - 57
- 3.1.2 Temperatur-Last-Programme, Versuchs-
durchführung..... B3 - 59

3.2 Ergebnisse der Untersuchungen zum Festigkeitsverhalten

- 3.2.1 Bruchverhalten..... B3 - 62
- 3.2.2 Zweiachiale Hochtemperaturfestigkeit.. B3 - 65
- 3.2.3 Druckfestigkeitsverhalten bei 150°C.. B3 - 71
- 3.2.4 Bruchgrenzkurven..... B3 - 78

3.3 Ergebnisse der Untersuchungen zum Verformungs- und Relaxationsverhalten

- 3.3.1 Verformungen bei stationären Temperaturen..... B3 - 81
- 3.3.2 Verformungen bei instationären Temperaturen..... B3 - 97
- 3.3.3 Zwängungskräfte bei vollständiger Dehnungsbehinderung..... B3 - 107

4 Modellbildung

4.1 Theoretischer Ansatz zur modellmäßigen Beschreibung der thermischen Rißbildung

- 4.1.1 Abschätzung des Rißvolumens..... B3-112
- 4.1.2 Bestimmung des räumlichen Rißmusters. B3-119

| | Seite |
|---|----------|
| 4.1.3 Physikalische Betonmodelle..... | B3 - 123 |
| 4.1.4 Abschätzung der Rißflächen anhand kubischer Strukturmodelle..... | B3 - 129 |
| 4.1.5 Ermittlung der Eingangsdaten für die Anwendung des Modells, Abschätzung der Rißweiten..... | B3 - 138 |
| 4.1.6 Vergleich mit Meßergebnissen..... | B3 - 155 |
| 4.2 Praxisorientierte Beschreibung der Betonverformungen | |
| 4.2.1 Analytische Modelle zur Beschreibung des instationären Kriechens..... | B3 - 164 |
| 4.2.2 Vereinfachter Ansatz zur Beschreibung der Betonverformungen bei ansteigenden Temperaturen (Aufheizphase)..... | B3 - 169 |
| 4.2.3 Vereinfachter Ansatz zur Beschreibung der Betonverformungen bei absinkenden Temperaturen (Abkühlphase)..... | B3 - 189 |
| 5 Zusammenfassung und Ausblick..... | B3 - 203 |
| 6 Schriftum..... | B3 - 209 |
| 7 Dokumentation der Veröffentlichungen..... | B3 - 221 |

1 Aufgaben und Ziele des Teilprojekts B3

Das Teilprojekt B3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton" befaßt sich mit der wissenschaftlichen Untersuchung, Analyse und Interpretation thermisch bzw. thermomechanisch bedingter Materialveränderungen in Beton. Die Arbeiten sind experimenteller und theoretischer Natur, insbesondere im Hinblick auf die Anwendung der gefundenen Ergebnisse im Projektbereich A. Die wesentlichen Ziele des Teilprojekts sind:

- Ermittlung der Hochtemperatureigenschaften von Beton unter einaxialer und biaxialer Beanspruchung,
- Gewinnung von Erkenntnissen über Strukturveränderungen und Rißentstehung in thermisch beanspruchtem Beton,
- Interpretation der Materialveränderungen im Hinblick auf eine praktische Anwendung der gewonnenen Daten für Bauteilberechnungen.

Die Vielschichtigkeit der aufgeführten Themenkreise erforderte im Hinblick auf die angestrebten Ziele des gesamten Sonderforschungsbereichs im letzten Bewilligungszeitraum eine Konzentration der Untersuchungen im Teilprojekt B3 auf folgende Arbeitsgebiete:

- Abschließende Untersuchungen auf dem Gebiet der Beton-Restfestigkeiten und irreversiblen Formänderungen unter Einbeziehung der im Teilprojekt B3 entwickelten Strukturuntersuchungsmethoden,
- grundlegende Erforschung des biaxialen Hochtemperaturverhaltens von Beton und, gemeinsam mit dem Teilprojekt A2, Entwicklung zufriedenstellender Materialbeziehungen für Plattenberechnungen,
- abschließende Auswertung der vorliegenden Ergebnisse aus

den Festigkeits-, Verformungs- und Strukturuntersuchungen.

Über Teile der erzielten Forschungsergebnisse ist bereits mehrfach in Fachzeitschriften, auf internationalen Konferenzen und in der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz berichtet worden. Auch wegen der Fülle des erarbeiteten Materials konnte im vorliegenden Arbeitsbericht nur zusammenfassend eine knappe Darstellung der wichtigsten Ergebnisse erfolgen. Insofern gibt der vorliegende Arbeitsbericht lediglich einen Überblick über die im Förderungszeitraum 1984 bis 1986 erreichten Arbeitsziele. Im Einzelnen wird über folgende Schwerpunkte der Arbeiten berichtet:

- Untersuchungen der irreversiblen Festigkeits- und Verformungseigenschaften von belastet aufgeheiztem Beton mittels Schallemissionsanalyse und Quecksilberporosimetrie,
- Untersuchungen über das biaxiale Hochtemperaturverhalten von Beton,
- Ausarbeitung eines theoretischen Ansatzes zur modellmäßigen Beschreibung der thermisch bedingten Rißbildung,
- Entwicklung eines vereinfachten Ansatzes zur Beschreibung der Betonverformung bei instationären Temperaturen, der die zusammenfassende Auswertung vorliegender Untersuchungsergebnisse ermöglicht.

2 Untersuchung der Rißbildung infolge thermischer Beanspruchung

Bei Umgebungstemperaturen und bei erhöhten Temperaturen wird das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton entscheidend von der Mikrostruktur beeinflusst. Im Zuge der Erwärmung laufen im Beton physikalische Vorgänge und chemische Zersetzungsreaktionen im Zementstein ab, die zu Veränderungen seiner Mikrostruktur und zur Entstehung und Ausbreitung von Rissen im Beton führen. Der Entstehungs- und Ausbreitungsmechanismus von Rissen hängt von der Höhe der thermischen Belastung und dem mechanischen Beanspruchungszustand ab. Seine Abhängigkeit von diesen Parametern ist jedoch noch wenig erforscht /1-3/. Ursache dafür sind u.a. experimentelle Probleme bei Versuchen im Hochtemperaturbereich. So können Messungen der Rißweiten mit optischen Mitteln nur unter großen Schwierigkeiten an erhitzten Proben durchgeführt werden, und es werden nur die Risse auf den freiliegenden Oberflächen der Probekörper erfaßt, d.h. die beobachteten Rißmuster sind nur das zweidimensionale Abbild der räumlichen Rißverteilung.

Ein Verfahren, mit dem integral die Schädigungen auch im Inneren eines Probekörpers festgestellt werden können, ist die Quecksilberporosimetrie. Dieses Verfahren ermöglicht die Bestimmung der Verteilung von Poren bzw. Hohlräumen in einem Festkörper hinsichtlich ihrer Größe und ihrer Häufigkeit (s. z.B./3-8/).

Aus den mit der Quecksilberporosimetrie erhaltenen Porenradienverteilungen lassen sich dann die Ursachen für Veränderungen der Festigkeit oder des E-Moduls nach thermischen und mechanischen Beanspruchungen erkennen. Es sind dies Strukturveränderungen des Zementsteins, Rißbildungen in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein und Rißbildungen in der Zementstein- bzw. Feinmörtelmatrix /9/. Die Strukturveränderungen können mit Hilfe der Quecksilberporosimetrie in ihrem Ausmaß quantifiziert werden (s. z.B.

/9/). Im sogenannten Grobporenbereich treten vorwiegend Risse auf. Die entsprechenden "Poren" können in erster Näherung geometrisch als langgestreckte Ellipsen betrachtet werden. Die gemessenen "Porenradialen" sind dann als Rißweiten (Abstände der Rißufer) zu interpretieren /5/.

Ein Nachteil des Verfahrens ist aber, daß hier nur Messungen nach dem Wiederabkühlen möglich sind. Im Zuge der Wiederabkühlung können jedoch ebenfalls Eigenschaftsänderungen insbesondere durch Feuchtaufnahme und Rehydratation und partielles Schließen von Rissen eintreten. Ein weiterer Nachteil besteht darin, daß solche Messungen keine Aussage darüber liefern, zu welchem Zeitpunkt die Risse entstehen.

Durch die Schallemissionsanalyse (SEA) kann die Rißbildung in Echtzeit, d.h. zum Zeitpunkt ihrer Entstehung, analysiert werden. Bei diesem Verfahren wird ausgenutzt, daß die Rißentstehung und die Rißausbreitung in Beton infolge mechanischer oder thermischer Belastungen mit der Emission von Schallwellen gekoppelt ist. Zwischen der Schallemission (SE) und der Rißbildung liegt dabei eine eindeutige Korrelation vor /10,11/. Eine Bestimmung der Rißweite oder des Rißvolumens ist jedoch nicht ohne weiteres möglich. Quecksilberporosimetrie und SEA können vorteilhaft als einander ergänzende Verfahren eingesetzt werden, die beispielsweise durch mikroskopische Untersuchungen noch gestützt werden können.

SEA-Untersuchungen wurden im Rahmen des Teilprojekts B3 an einer Reihe von belastet und unbelastet aufgeheizten Betonproben durchgeführt (vgl. auch /12-15/). Bei diesen Versuchen wurde die Abkühlphase miteinbezogen, um Rißbildungen und irreversible Verformungen, die nach Hochtemperaturbelastungen auftreten, der Aufheiz- oder Abkühlphase zuordnen zu können. Einige lichtmikroskopische Untersuchungen wurden ergänzend an einigen Proben nach dem Wiederabkühlen vorgenommen.

Quecksilberporosimetrieuntersuchungen wurden fast ausschließlich an Mörtelproben durchgeführt, da bei dem Verfahren nur relativ kleine Probekörper (Bohrkerne 10 mm, $l = 40$ mm oder Scheiben 70 x 70 x 10 mm³) eingesetzt werden können. Wenn nämlich der Durchmesser des Größtkornzuschlags die Probekörperdimension wesentlich überschreitet -wie beim Beton mit Größtkorn 16 mm-, könnten sich aufgrund der von Probe zu Probe stark unterschiedlichen Konzentrationen von Zuschlag und Zementstein vergleichsweise starke Versuchsstreuungen ergeben. Das würde wiederum eine sehr hohe Zahl von Versuchen erfordern, um die erwarteten Effekte aus den Ergebnissen herausfiltern zu können. Bei Verwendung von Mörteln werden also quantitative Aussagen erleichtert. Die Mörtelproben für die Porosimetrieuntersuchungen wurden in gleicher Art und Weise wie die Betonproben thermisch und mechanisch belastet.

2.1 Beurteilung der Rißbildung in belastet aufgeheizten Betonproben bei Aufheizung und Abkühlung mittels Schallemissionsanalyse

2.1.1 Experimentelles

Die Untersuchungen wurden an belastet aufgeheizten Proben und an unbelastet aufgeheizten Proben vorgenommen. In Tabelle 2.1 ist eine Übersicht über alle durchgeführten Versuche, die entsprechenden Belastungsgrade und Maximaltemperaturen angeben:

Tabelle 2.1: Zusammenhang der Belastungsgrade und der Maximaltemperaturen der durchgeführten Versuche.

| Belastungsgrad α [Prozent der Festigkeit bei 20°C] | Maximaltemperatur T_{\max} [°C] | | | | |
|--|-----------------------------------|-----|-----|-----|-----|
| | 150 | 300 | 450 | 600 | 750 |
| 0 | x | x | • | x | x |
| 20 | x | x | • | x | x |
| 40 | x | x | • | x | x |
| 60 | | x | • | | |
| x Prismen, • Scheiben | | | | | |

Der Belastungsgrad α lag bei den Tests zwischen 0 und 60% der einaxialen Druckfestigkeit der Probekörper bei Umgebungstemperatur. Die Aufheizung mit einer Belastung von 0% bedeutet, daß bei der Verformung nur die reine Wärmedehnung gemessen wurde. Die Höchsttemperaturen wurden so gewählt, daß auch Effekte, die nur in charakteristischen Temperaturbereichen auftreten und dort die mechanischen Eigenschaften von Beton stufenartig verändern, voll erfaßt werden konnten /13-16/. Versuche mit gleichzeitig hohen mechanischen Belastungen und hohen Maximaltemperaturen wurden in verringertem Umfang durchgeführt, da die Gefahr des Probekörperversagens bestand und die Zerstörung von Meßeinrichtungen befürchtet werden mußte.

Bild 2.1 zeigt den schematischen Ablauf der Versuchsdurchführung:

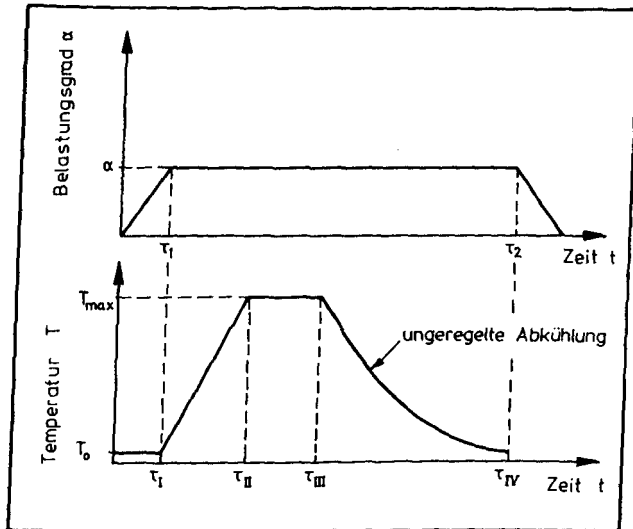


Bild 2.1: Schematische Darstellung des Versuchsablaufs

Zunächst wurden die Probekörper mit dem spezifischen Belastungsgrad α bei Raumtemperatur einaxial belastet. Unter Aufrechterhaltung der Druckbelastung während des gesamten Temperaturzyklus wurden die Probekörper anschließend bis auf Maximaltemperaturen zwischen 150 und 750°C aufgeheizt. Die Aufheizgeschwindigkeit betrug 2 K/min. Nach einer Haltezeit von 2 Stunden bei Maximaltemperatur wurden während des gesamten Versuchszeitraums die Verformungen in der belasteten und den unbelasteten Achsen aufgezeichnet, sowie die Temperatur und die Schallemissionsaktivität registriert. Nach Abkühlung wurden die Oberflächen der Probekörper auf Risse hin untersucht und fotografiert.

Es wurden zwei unterschiedliche Probekörperformen verwendet:

- Scheiben mit 200 x 200 x 50 mm³ und

- Prismen mit $110 \times 110 \times 330 \text{ mm}^3$.

Die Scheiben wurden aus Würfeln ($200 \times 200 \times 200 \text{ mm}^3$) ausgesägt. Sie wurden auf zwei Seiten belastet, deren Oberflächen zuvor plangeschliffen worden waren. Die Prismen wurden in speziellen Schalungen betoniert. Ihre belasteten Oberflächen wurden ebenfalls plangeschliffen.

Die Mischungsverhältnisse und einige der wichtigsten Eigenschaften des in den Versuchen verwendeten Betons sind in Tabelle 2.2 zusammengestellt. Nach dem Betonieren in die Würfel- bzw. Prismenschalungen wurden die Proben nach ein-tägiger Hydratation ausgeschalt. Anschließend wurden sie 7 Tage unter Wasser und danach im Klimaraum bei $20^\circ\text{C}/65\% \text{ r.F.}$ gelagert. Nach ausreichender Erhärtung erfolgten das Zuschneiden der Scheiben aus den Würfeln mittels wassergekühlter Diamantsäge und das Planschleifen der Scheiben und Prismen. Bei Versuchsbeginn waren alle Proben älter als 90 Tage.

Die Untersuchungen wurden in der Biaxialprüfmaschine durchgeführt. Die gemessenen Schallimpulse wurden bei diesen Versuchen sowohl als Impulssumme als auch als Impulsrate aufgezeichnet /10,11/. Die Oberflächen der Probekörper wurden nach den Versuchen mit einer speziellen Mikroskopkamera fotografiert, die eine 6 bis 50-fache Vergrößerung erlaubte. Es wurde hauptsächlich mit 6 bis 25-facher Vergrößerung gearbeitet, so daß Risse von etwa $10 \text{ }\mu\text{m}$ noch aufgelöst werden konnten.

Tabelle 2.2 Mischungszusammensetzung des untersuchten Betons

| Baustoffe pro m ³ Beton | | | | W/Z- Wert | Roh- dichte | Würfeldruck- festigkeit (28 Tage) |
|------------------------------------|----------|----------------|--------|--------------|--------------------|---|
| Zement PZ 35 F | Zuschlag | Flug- achse | Wasser | | | |
| 260 | 1882 | 60 | 190 | 0,73 | 2,31 | 33,0 |
| kg | kg | kg | kg | — | kg/dm ³ | N/mm ² |

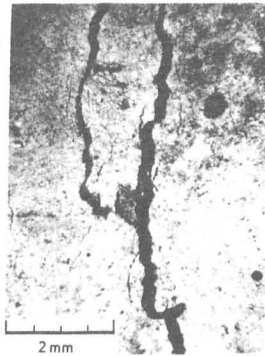
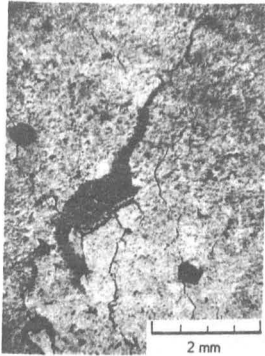
2.1.2 Ergebnisse der optischen Untersuchungen

Die Bilder 2.2 a-d und 2.3 a-b zeigen Risse, die während der Aufheizung und Abkühlung von belasteten und unbelasteten Proben entstanden sind. In den Bildern 2.2a und 2.2b sind die (unbelasteten) Mantelflächen einer mit 40% Druckbelastung auf 600°C aufgeheizten Probe gezeigt. Bei den Aufnahmen wurde mit 6-facher Vergrößerung gearbeitet. In Bild 2.2a ist eine räumlich begrenzte Abplatzung zu sehen, die von der großen thermischen Ausdehnung eines quarzitischen Zuschlagsteins verursacht wurde. Mehrere Risse mit Weiten von 10-20 µm verlaufen hauptsächlich in Belastungsrichtung.

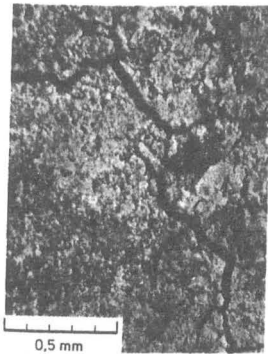
Bild 2.2b zeigt eine ebene Abplatzung, die von zwei breiten Rissen (Weite $\approx 0,1$ mm) ausgeht. Die Aufnahmen 2.2c und 2.2d wurden mit einer 25-fachen Vergrößerung aufgenommen. Bild 2.2c zeigt thermisch induzierte Risse ($T_{\max} = 750^{\circ}\text{C}$, $\alpha = 0\%$) bei einem unbelastet aufgeheizten Probekörper. Hier sind Risse mit Rißweiten zwischen 5 und 20 µm über die ganze Oberfläche verteilt; sie weisen keine Vorzugsrichtung auf. Wenn der Probekörper während der Aufheizung mechanisch belastet ist ($\alpha = 20\%$), bilden sich zusätzlich zu den thermisch induzierten kleinen Rissen breitere Risse in Belastungsrichtung (vgl. Bild 2.2d) aus.

Die Bilder 2.3a und 2.3b zeigen Bereiche der mechanisch belasteten Probekörperoberflächen. Die Oberflächen waren vor Versuchsbeginn geschliffen worden, wodurch die von der Zementsteinmatrix umgebenen Zuschlagsteine sichtbar werden. Auf Bild 2.3a (6-fache Vergrößerung) verläuft ein feiner Riß mit einer Weite von etwa $10\text{ }\mu\text{m}$ in der Kontaktzone zwischen einem Zuschlagkorn und der Zementsteinmatrix. Er läuft um den Zuschlagstein herum durch den Zementstein bis zur Oberfläche eines weiteren Zuschlagkorns. Bei 25-facher Vergrößerung wird sichtbar, daß dieser Riß typ sich verzweigt und dann von einem kleinen Sandkorn zum anderen verläuft (vgl. Bild 2.3b).

Auch bei den Proben, die mit anderen Belastungsgraden und Höchsttemperaturen belastet worden waren, zeigten sich ähnliche Rißbilder: Die Risse, die in Richtung der äußeren mechanischen Belastung orientiert sind, erfahren durch eine mechanische Belastung während der Aufheizung eine Vergrößerung und Risse, die normal zur Belastungsrichtung orientiert sind und eine Verringerung ihrer Rißweiten verglichen mit mechanisch unbelastet aufgeheizten Proben.

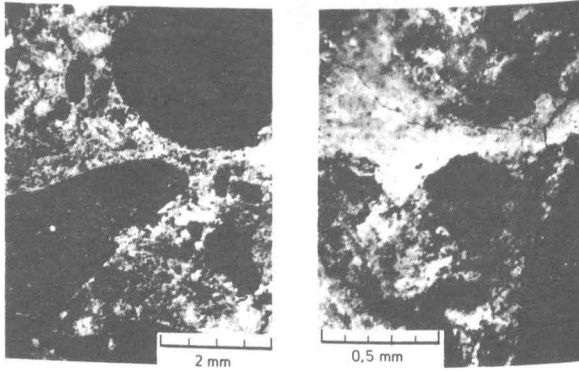


a) = 40%; $T_{\max} = 600^{\circ}\text{C}$ b) = 0%; $T_{\max} = 600^{\circ}\text{C}$



c) = 0%; $T_{\max} = 750^{\circ}\text{C}$ d) = 20%; $T_{\max} = 750^{\circ}\text{C}$

Bild 2.2: Risse auf den (unbelasteten) Mantelflächen von
belastet und unbelastet aufgeheizten Betonproben



a) = 0%; $T_{\max} = 750^{\circ}\text{C}$ b) = 20%; $T_{\max} = 600^{\circ}\text{C}$

Bild 2.3: Risse auf den (belasteten) Stirnflächen von belastet und unbelastet aufgeheizten Betonproben

2.1.3 Ergebnisse der Volumenmessungen

Die Gesamtverformungen (vgl. Diagramme b in den Bildern 2.4 bis 2.7) wurden bei den Scheiben in allen 3 Achsen auf den Oberflächen gemessen. Bei den Prismen waren nur Messungen in zwei Achsen notwendig; in Belastungsrichtung und senkrecht dazu in einer Querrichtung. Die Volumendehnungen wurden dann nach folgenden Gleichungen berechnet:

$$\epsilon_v = \epsilon_y + \epsilon_x + \epsilon_z \quad \text{für Scheiben} \quad (2.1)$$

$$\epsilon_v = \epsilon_y + 2 \cdot \epsilon_z \quad \text{für Prismen} \quad (2.2)$$

mit x, z : Achsen senkrecht zur Belastung
 y : Achse in Lastrichtung

Im Falle unbelasteter Aufheizung (vgl. Bild 2.4) liegen bei den Prismen die Werte für die Längs- und Querdehnung in guter Übereinstimmung. Sie erreichen Werte von 12,5‰ bei 750°C.

Während der Halte- und der Abkühlphase weichen die Längs- und Querverformungen geringfügig voneinander ab. Nach sehr starken Kontraktionen zu Beginn der Abkühlphase zeigen die Proben in abgeschwächter Form kontinuierlich weitere Verkürzungen. Die bleibenden Restdehnungen betragen nach Erreichen der Raumtemperatur ca. 3,5‰.

Die Volumendehnungen von mechanisch unbelasteten Probekörpern im Verlaufe der Aufheizung auf unterschiedliche Maximaltemperaturen und anschließender Abkühlung sind zusammenfassend in Bild 2.8 über der Temperatur dargestellt. Bis zu Maximaltemperaturen von 350 und 450°C sind die Restdehnungen nach der Abkühlung negativ, d.h. die Proben weisen geringe bleibende Verkürzungen auf. Dies kann auf geringe Kriechverformungen zurückgeführt werden, denn auch beim Belastungsgrad 0 wirkt eine kleine Einbaulast auf die Betonproben.

Nach Aufheizen auf 650°C wird ein Einfluß des im Probekörper vorhandenen Temperaturgradienten deutlich: Ohne daß ein weiterer Anstieg der Oberflächentemperatur zu verzeichnen ist, steigen die Dehnungen an bis das Temperaturfeld in der Probe vollkommen ausgeglichen ist. Nach Aufheizung auf 750°C bleiben die Dehnungen konstant, obwohl die Temperatur noch ansteigt. Dies ist durch die fast waagerechte Tangente der thermischen Dehnung (vgl. Bild 2.4) im Temperaturbereich 680 bis 750°C zu erklären. Nach Abkühlen von Temperaturen aus dieser Höhe verbleiben positive Restdehnungen von etwa 10‰.

Werden die Probekörper während der Aufheizung mechanisch einaxial belastet, so verringert sich die Ausdehnung in der belasteten Achse. Gleichzeitig wird die Querdehnung etwas größer. Besonders deutlich wird dies bei den Versuchen mit scheibenförmigen Proben (vgl. Bild 2.6 und 2.7).

Wenn die mechanischen Spannungen, mit denen die Proben belastet werden, sehr hohe Werte besitzen ($\alpha = 0,6$), treten praktisch nur noch Stauchungen in der belasteten Achse auf (Bild 2.7); nach der Temperaturbelastung bleibt eine irreversible Restverformung von ungefähr -8‰; gleichzeitig weisen die Dehnungen in den unbelasteten Achsen große positive Werte auf.

Die Gesamtvolumendehnungen während des instationären Temperaturverlaufs sind in Tabelle 2.3 beispielhaft für einige charakteristische Temperaturen zusammengestellt. Es kann daraus ersehen werden, daß der Einfluß mechanischer Belastungen auf die Volumendehnungen klein bleibt, sofern sie einen Belastungsgrad von ca. 40% nicht überschreiten.

Tabelle 2.3: Gesamtvolumendehnungen während des instationären Temperaturverlaufs

| Maximal- temperatur | Belastung α | ϵ_v [‰] 100 °C | ϵ_v [‰] 250 °C | ϵ_v [‰] 400 °C | ϵ_v [‰] 550 °C | ϵ_{vRest} [‰] 50 °C |
|------------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| 170 °C | 0 % | 2,8 | — | — | — | 1,0 |
| | 40 % | 1,9 | — | — | — | - 0,8 |
| 330 °C | 0 % | 2,6 | 7,7 | — | — | - 0,3 |
| | 20 % | 2,3 | 6,4 | — | — | - 1,9 |
| | 40 % | 2,2 | 6,3 | — | — | - 1,8 |
| | 60 % | 1,9 | 6,5 | — | — | 0,3 |
| 450 °C | 0 % | 3,1 | 7,5 | 12,4 | — | 0,3 |
| | 20 % | 3,0 | 7,7 | 12,5 | — | - 1,5 |
| | 40 % | 3,4 | 7,9 | 13,6 | — | - 0,8 |
| | 60 % | 2,4 | 6,1 | 12,1 | — | 0,5 |
| 600 °C | 0 % | 3,1 | 7,5 | 12,8 | 22,9 | 10,2 |
| | 20 % | 2,4 | 5,7 | 9,7 | 17,9 | 10,0 |
| | 40 % | 1,9 | 5,8 | 9,7 | 18,5 | 19,2 |
| 750 °C | 0 % | 3,0 | 8,1 | 13,8 | 23,5 | 11,8 |
| | 20 °C | 2,7 | 7,2 | 11,6 | 19,1 | — |

Vergleicht man die Volumenverformungen bei den gleichen Temperaturen im Aufheiz- und im Abkühlzweig, so erkennt man nur geringe Unterschiede solange eine Maximaltemperatur von etwa 450°C nicht überschritten wurde. Bei höheren Maximaltemperaturen (600-700°C) sind die Volumendehnungen während der Abkühlung aber 2-3 mal so groß, wie bei der entsprechenden Temperatur während der Aufheizung. Das bedeutet, daß die erreichte Maximaltemperatur für das Auftreten irreversibler Verformungen von ausschlaggebender Bedeutung ist. Bei etwa 450°C muß eine Grenze gezogen werden. Oberhalb dieser Temperatur nehmen die irreversiblen Verformungen stark zu. Dies steht wahrscheinlich im Zusammenhang mit der Dehydratisierung des Portlandits im Zementstein /3, 15-17/.

2.1.4 Ergebnisse der Schallemissionsanalyse

Die Aufzeichnung der Schallemissionsaktivität bei den vorliegenden Untersuchungen ermöglicht, wie bereits erwähnt, weitere Aufschlüsse über die Mechanismen, die zu irreversiblen Verformungen des Betons führen; insbesondere hinsichtlich des Entstehungszeitpunktes.

Die unteren Diagramme in den Bildern 2.4 bis 2.7 zeigen Ergebnisse der Schallemissionsmessungen, die parallel zu den Belastungsexperimenten durchgeführt wurden. Es sind Impulssummen und Impulsraten dargestellt.

Die Schallemissionsrate zeigt bei allen Versuchen zwei Gebiete mit ausgeprägter Aktivität. Der erste Bereich setzt ca. 100 min nach Beginn der Aufheizung ein. Zu diesem Zeitpunkt haben die Probekörper eine Oberflächentemperatur von etwa 200°C. Die Temperatur im Inneren der Probekörper liegt aber noch deutlich niedriger.

Nach 100 min wächst die Schallemissionsaktivität kontinuierlich bis zum Erreichen der Maximaltemperatur an und sinkt danach während der Halteperiode auf der Maximaltempe-

ratur, während der auch die Homogenisierung des Temperaturfeldes erfolgt, langsam ab. Bei sehr hohen Maximaltemperaturen wird das Maximum in der Schallemissionsrate jedoch schon vor Erreichen der Maximaltemperatur überschritten.

Die zweite Aktivitätsphase zeigt sich unabhängig von der Probekörperform und der Maximaltemperatur bei allen Versuchen zu Beginn der Abkühlphase. Nach Überschreiten des Maximums dieses zweiten Aktivitätsbereichs geht die Schallemission fast ganz auf Null zurück.

Die Abhängigkeit der Impulssumme von der Oberflächentemperatur und dem Belastungsniveau ist in Bild 2.9 dargestellt. Bei allen Versuchen steigen die Impulssummen anfangs nur sehr wenig an. Es ist erkennbar, daß die Höhe der mechanischen Belastung den Verlauf der Impulssummen-Kurve deutlich beeinflusst. Ordnet man gleichen Impulssummen den gleichen Schädigungsgrad zu, so kann man für den Temperaturbereich oberhalb 400 bis 450°C feststellen, daß durch eine Belastung von 20% der gleiche Schädigungsgrad schon bei einer um etwa 150°C niedrigeren Temperatur erreicht wird wie ohne Belastung. Eine Steigerung der Belastung auf 40% verändert nur wenig. Erst bei einer Belastung von 60% wird die Impulssummenkurve weiter zu niedrigeren Temperaturen verschoben, d.h. vergleichbare Schädigungsraten wie bei den kleineren Belastungsgraden werden schon bei um etwa 100 bis 150°C niedrigeren Temperaturen beobachtet.

Es ist jedoch zu beachten, daß die absoluten Impulssummen verschiedener Versuche nur unter Einschränkungen vergleichbar sind, da viele Faktoren die Anzahl der registrierten Schallemissionsimpulse beeinflussen /10,11/. So ist die Ankopplung der Schallaufnehmer von Probekörper zu Probekörper unterschiedlich. Auch kann ein zufällig in der Nähe des Ankopplungspunktes auftretender, ausgedehnter Riß verhindern, daß die Schallwellen aus dem gesamten Probekörpervolumen den Schallaufnehmer tatsächlich erreichen. Das bedeutet, daß die Schallemissionsaktivität, bzw. die Impulssumme, nur

bedingt als Maß eines absoluten Schädigungsgrades herangezogen werden kann.

Auch ergeben sich Probleme bei der Interpretation der Meßdaten. Insbesondere bei hohen Maximaltemperaturen und hohen mechanischen Belastungen kann die Schallemissionsaktivität im Abkühlzweig zu klein gemessen werden, weil auch hier durch Rißbildung eine starke Dämpfung der akustischen Wellen auftritt und die Signale nur aus einem relativ kleinen Probekörpervolumen, in der Nähe des Wellenleiters, mit genügender Intensität den Piezoaufnehmer erreichen.

In Tabelle 2.4 sind die gemessenen Schallimpulssummen der Versuche, getrennt nach ihren prozentualen Anteilen in Aufheiz-, Halte- und Abkühlphase, zusammengestellt. Die Verteilung der Impulssummen auf die spezifischen Zeiträume zeigt eine starke Abhängigkeit von der erreichten Maximaltemperatur. Sofern die Maximaltemperatur unter ca. 350°C lag, wurde ein Großteil der Schallimpulse erst während der Abkühlphase registriert.

Bei einer Maximaltemperatur von ca. 450°C war die Schallemission dagegen bei Aufheizung und Abkühlung etwa gleich stark ausgeprägt. Wenn die Maximaltemperatur auf über 600°C gesteigert wird, entsteht der größte Anteil an der Gesamtimpulssumme während der Aufheizung; nur etwa 25% wurden während der Abkühlung gemessen.

Wenn man die Ergebnisse mit den Volumenmessungen vergleicht, ergibt sich, daß der Anteil der Schallimpulse im Abkühlzweig dann sehr gering ist, wenn nach Aufheizung auf hohe Temperaturen die Kontraktion bei Abkühlung des Probekörpers nur noch unvollständig erfolgt. Die starke Nichtreversibilität der thermischen Verformung nach Aufheizung auf hohe Temperaturen deutet auf einen weit fortgeschrittenen Zerstörungsgrad der Proben hin. Es ist zu vermuten, daß die Schallemission bzw. Rißbildung während der Abkühlung auch dadurch nur in vermindertem Umfang auftritt.

Der Einfluß des mechanischen Belastungsniveaus auf die "Anzahl der Rißbildungen" läßt sich aus den durchgeführten Schallemissionsmessungen nicht zweifelsfrei klären; u.a. weil sich die absoluten Beträge der Schallemissionsaktivität und der Impulssumme bei gleichartigen Versuchsdurchführungen von Versuch zu Versuch sehr stark unterscheiden können. Jedoch zeigten sich bei gleichen Maximaltemperaturen, aber unterschiedlichen mechanischen Belastungen, daß der Schädigungsgrad, ausgedrückt durch die Impulssumme, in den jeweiligen Bereichen (Aufheiz-, Halte- und Abkühlphase) verändert wird.

Bei einer Maximaltemperatur unter 450°C bewirkt eine Belastung von 20%, daß ein erheblich höherer Anteil an Schallemissionsaktivität bereits während der Aufheizung als während der Haltephase und der Abkühlphase entsteht. Höhere mechanische Belastungen verschieben die Lage des Maximums der Schallemissionsaktivität dann aber wieder in Richtung der ohne Belastung erhaltenen Lage.

Bei einer Maximaltemperatur von etwa 450°C ist ein ähnliches Verhalten beobachtbar. Jedoch verschiebt eine Belastung von 60% die Lage des Maximums der Schallemissionsaktivität in die Abkühlphase. Bei höheren Maximaltemperaturen genügen schon kleine Belastungen, um eine deutliche Verlagerung des Maximums der Schallemissionsaktivität zur Abkühlphase hin zu bewirken.

Bei den optischen Untersuchungen (vgl. auch /18/) wurde festgestellt, daß mechanische Belastungen die Orientierung des im Verlauf einer Temperaturbeanspruchung entstehenden Rißmusters -zumindest an der Probenmantelfläche- verändern. Aus den Schallemissionsuntersuchungen kann darüber hinaus abgeleitet werden, daß auch die Entstehungszeitpunkte der Risse durch die Belastung verändert werden.

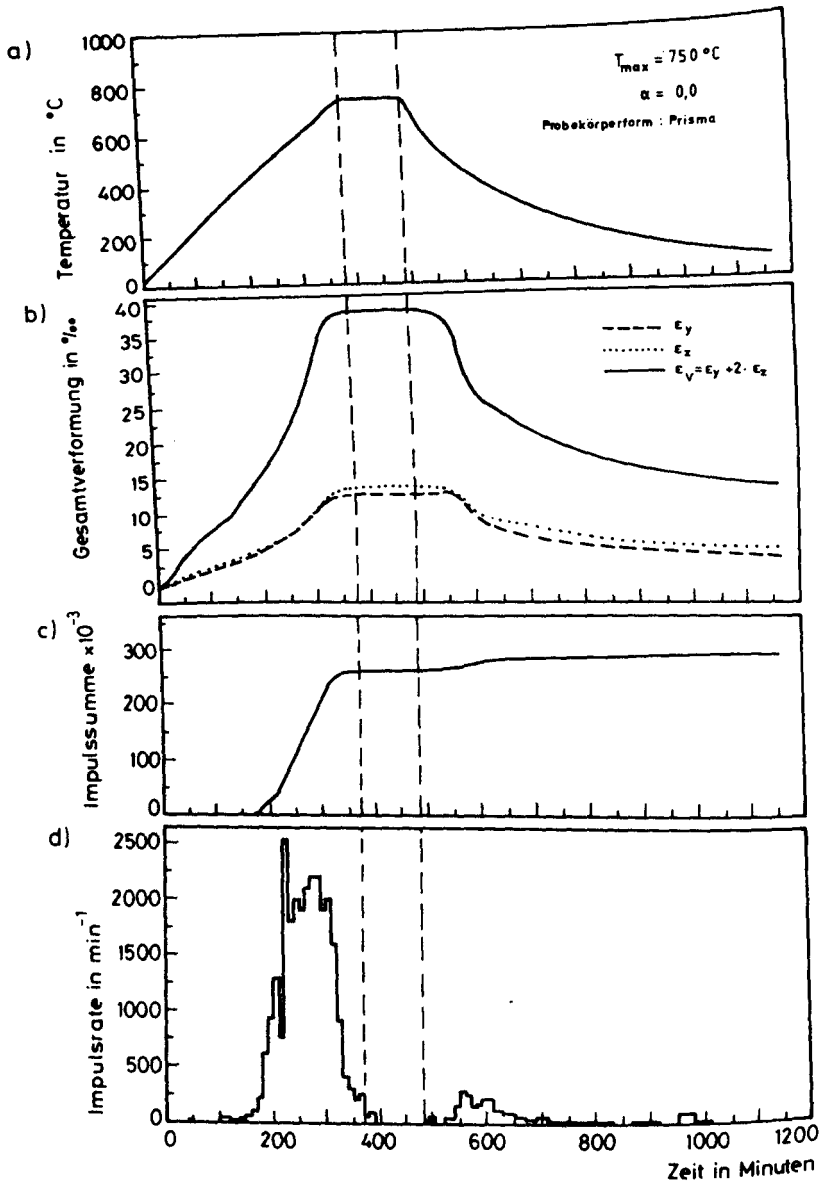


Bild 2.4: Verläufe von Temperatur, Gesamtverformung und Schallemission bei Aufheizung und Abkühlung eines mechanisch unbelasteten Prismas

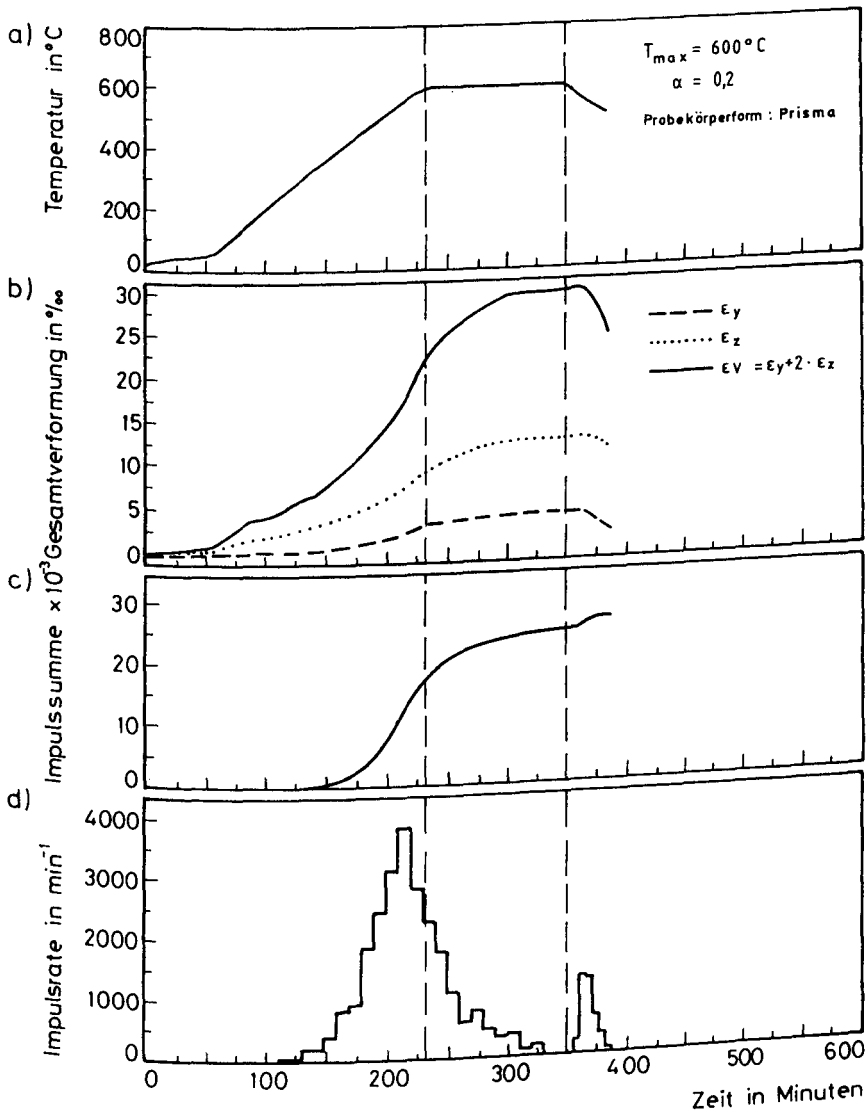


Bild 2.5: 'Verläufe von Temperatur, Gesamtverformung und Schallemission bei Aufheizung und Abkühlung eines mechanisch belasteten Prismas; Belastungsgrad $\alpha = 0,20$

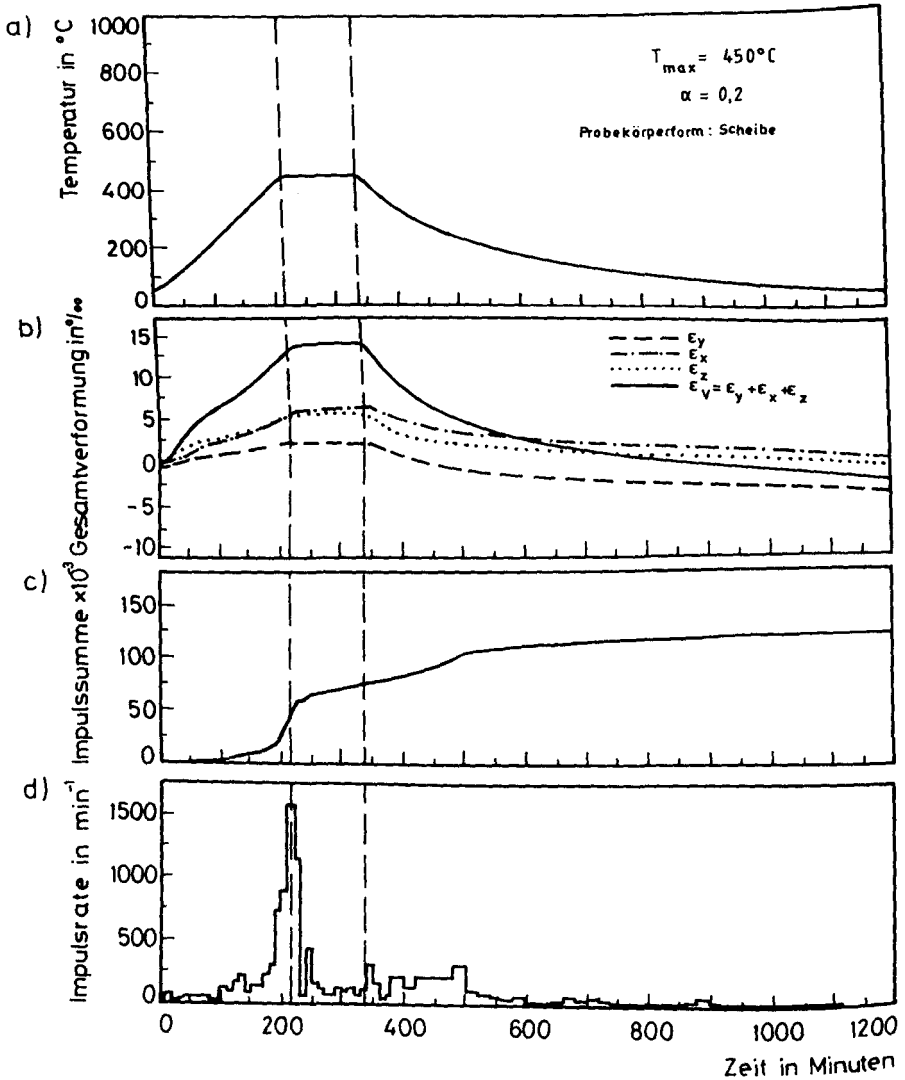


Bild 2.6: Verläufe von Temperatur, Gesamtverformung und Schallemission einer mechanisch belasteten Scheibe; Belastungsgrad $\alpha = 0,20$

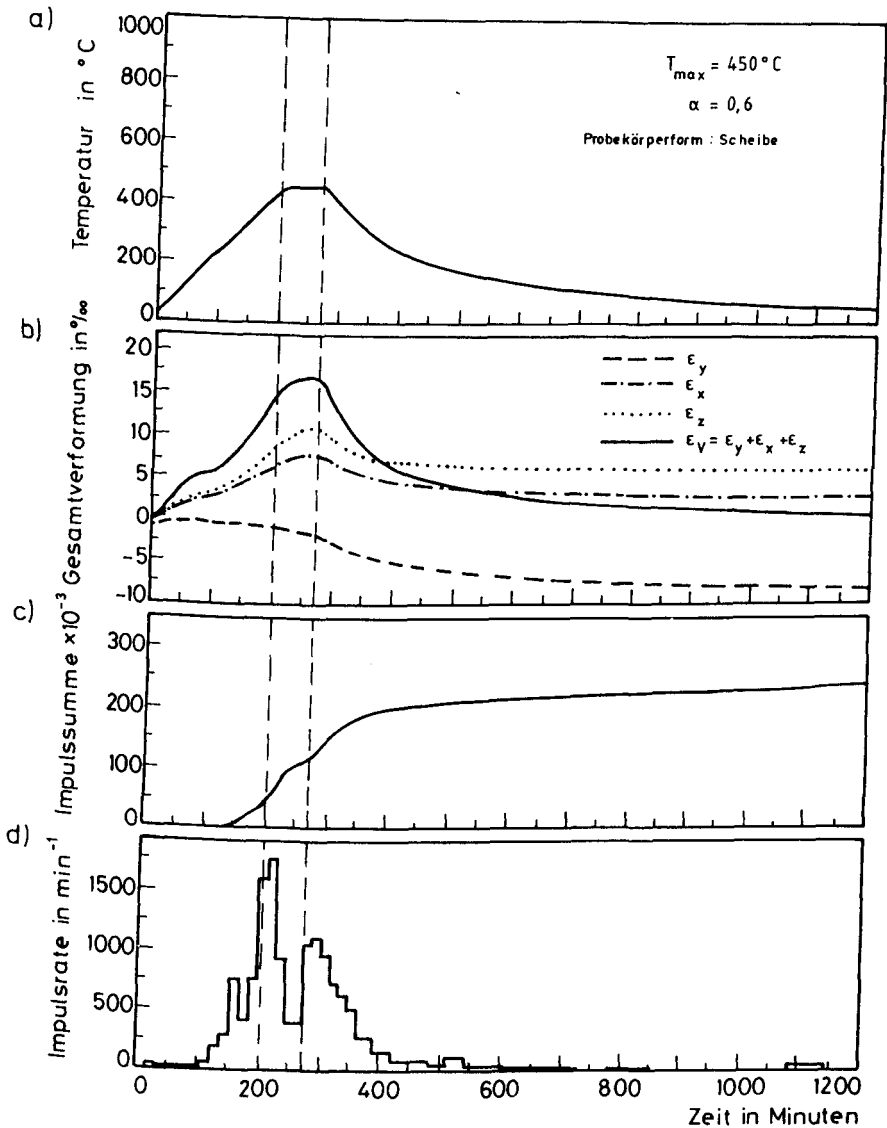


Bild 2.7: Verläufe von Temperatur, Gesamtverformung und Schallemission einer mechanisch belasteten Scheibe; Belastungsgrad $\alpha = 0,60$

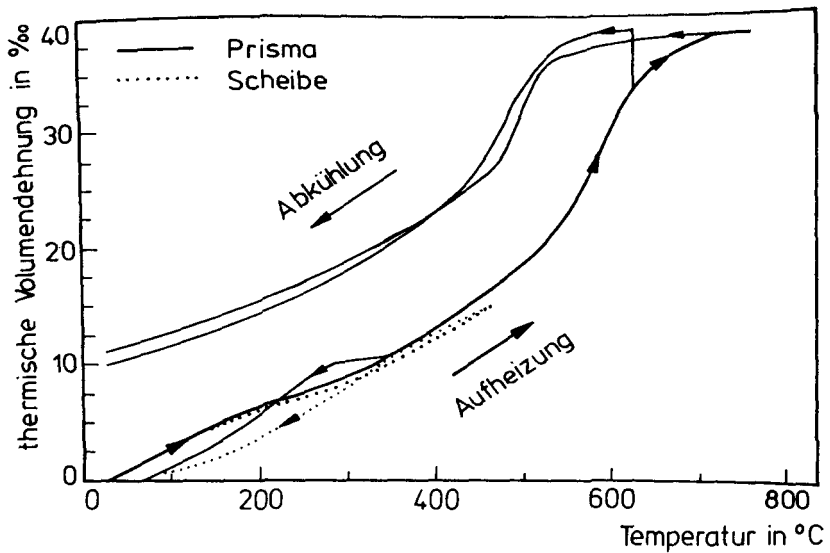


Bild 2.8: Volumendehnungen von mechanisch unbelasteten Scheiben und Prismen im Verlaufe eines Aufheiz-Abkühlzyklus

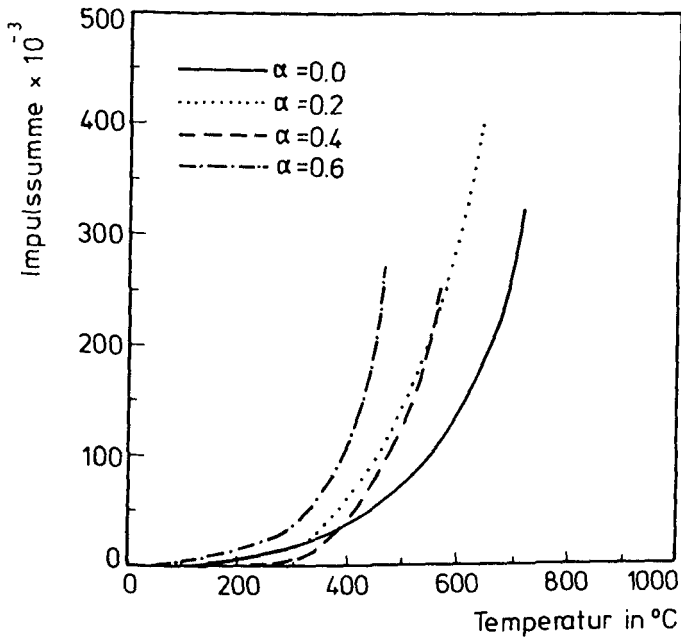


Bild 2.9: Mittlere Impulssumme während der Aufheizung verschieden hoch belasteter Betonprismen

Tabelle 2.4: Zusammenstellung der Schallimpulssummen
getrennt nach ihren prozentualen Anteilen
in Aufheiz-, Halte- und Abkühlphase

| Maximal- temperatur | Belastung | SEA während der Aufheizung | SEA während der Haltephase | SEA während der Abkühlung |
|------------------------|-----------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| 170 °C | 0 % | 12 | 20 | 68 |
| | 40 % | 29 | 2 | 69 |
| 330 °C | 0 % | 3 | 3 | 94 |
| | 20 % | 12 | 23 | 65 |
| | 40 % | 13 | 12 | 75 |
| | 60 % | 7 | 6 | 87 |
| 450 °C | 0 % | 45 | 12 | 43 |
| | 20 % | 41 | 21 | 38 |
| | 40 % | 54 | 8 | 38 |
| | 60 % | 27 | 22 | 51 |
| 600 °C | 0 % | 61 | 21 | 18 |
| | 20 % | 63 | 14 | 23 |
| | 40 % | 56 | 5 | 38 |
| 750 °C | 0 % | 90 | 0 | 10 |
| | 20 % | 70 | 4 | 26 |
| — | — | % | % | % |

2.2 Beurteilung der Rißbildung in belastet aufgeheizten Mörtelproben durch Quecksilberporosimetrie

2.2.1 Experimentelles

Im Verlauf des Versuchsprogramms sollte der Einfluß der folgenden Parameter auf das Poren- bzw. Rißsystem von Mörtel untersucht werden:

- Maximaltemperatur T
- Belastungsgrad $\alpha = \sigma_1 / \sigma_{ult} (20^\circ\text{C})$
- Spannungsverhältnis $\kappa = \sigma_1 / \sigma_2$

Es wurden Maximaltemperaturen von 200, 400 und 600°C untersucht. Der Belastungsgrad betrug 0, 10, 30 und 50% der 28-Tage-Würfelfestigkeit bei Raumtemperatur ($\sigma_{ult} (20^\circ\text{C})$). Die Proben wurden erst mechanisch belastet -entweder mit einaxialem ($\kappa=1:0$) oder symmetrisch zweiaxialem ($\kappa=1:1$) Druck- und anschließend unter Konstanthalten dieses Belastungszustandes auf die jeweilige Maximaltemperatur aufgeheizt. Nach Konstanthalten von Belastung und Temperatur für etwa 2 Stunden wurden die Proben entlastet und unbelastet bis auf Raumtemperatur abgekühlt.

Als Probekörper wurden ausschließlich Scheiben (200 x 200 x 50 mm³) verwendet. Sie wurden aus Würfeln ausgesägt; ihre im Versuch mechanisch belasteten Oberflächen wurden plangeschliffen. Wie bereits erwähnt, bestanden die Proben mit Rücksicht auf die Porositätsmessungen aus Mörtel; der Mischungsaufbau ist in der folgenden Tabelle dargestellt:

Tabelle 2.5: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten des verwendeten Mörtels

| Baustoffe pro m ³ Mörtel | | | W/Z- Wert | Roh- dichte | Würfeldruck- festigkeit (28 Tage) |
|-------------------------------------|----------|--------|--------------|--------------------|---|
| Zement | Zuschlag | Wasser | | | |
| 562 | 1689 | 270 | 0,48 | 2,18 | 39,1 |
| kg | kg | kg | — | kg/dm ³ | N/mm ² |

Nach dem Ausschalen wurden die Proben 7 Tage unter Wasser gelagert, danach im Klimaraum (20°C, 65%r.F.) aufbewahrt. Ihr Alter zu Versuchsbeginn betrug mehr als 90 Tage.

Die thermischen und mechanischen Belastungen der Proben wurden in der Biaxialhochtemperaturprüfanlage vorgenommen (vgl. auch Abschnitt 3). Die Proben wurden über Bürsten belastet, um eine zwängungsfreie Lasteinleitung und somit einen homogenen Beanspruchungszustand zu erreichen.

Die Temperaturen wurden mit NiCr-Ni-Thermoelementen, die auf der Probenoberfläche mit hitzebeständigem Kleber angebracht waren, gemessen. Die Aufheizgeschwindigkeit betrug 2K/min.

Zur Strukturanalyse des Mörtels und zur Erfassung von Veränderungen, die durch die kombinierten thermischen und mechanischen Belastungen hervorgerufen werden, wurde die Quecksilberporosimetrie eingesetzt. Die dazu verwendeten Proben waren zum einen Bohrkerne mit 8 mm Durchmesser, die aus den größeren Scheiben nach den Belastungszyklen trocken ausgebohrt wurden. Sie wurden im Hochdruckporosimeter (Druckbereich 1 bar bis 2000 bar; Porenradienbereich 4 nm bis 7,5 µm) untersucht. Daneben wurden größere, scheibenförmige Proben mit den Abmessungen 50 x 50 x 10 mm im Niederdruckporosimeter (Druckbereich 150 mbar bis 7 bar; Porenradien- bzw. Rißweitenbereich 1 µm bis 50 µm) zur Bestimmung größerer Poren verwendet.

Die Quecksilberporosimetriemessungen liefern als Endergebnis integrale Porenradienverteilungen. Für die Beurteilung möglicher Strukturveränderungen ist jedoch die differentielle Porenradienverteilung vorteilhafter. Diese stellt die Häufigkeitsverteilung der Porenradien dar. Sie wurde durch numerische Differentiation aus der integralen Meßkurve berechnet. In der Darstellungsform von $dV/d\log R$ über $\log R$ entsprechen die Flächen unter der Kurve direkt dem Porenvolumen des jeweils betrachteten Porenradienintervalls.

2.2.2 Porenradienverteilungen unbelastet aufgeheizter Proben

In Bild 2.10 sind differentielle Porenradienverteilungen von unbelastet aufgeheizten, portlandzementgebundenem Mörtel dargestellt [9]. Es ist deutlich erkennbar, daß die Verteilungskurven unabhängig von der Belastungstemperatur zwei Maxima aufweisen. Offensichtlich liegen im Mörtel zwei unterschiedliche, unabhängige Porensysteme vor.

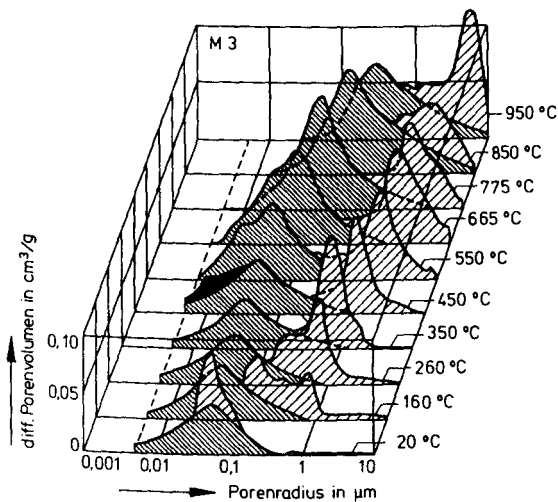


Bild 2.10: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchtem Mörtel

Dies beruht darauf, daß Mörtel aus verschiedenen Komponenten zusammengesetzt ist. Prinzipiell treten drei verschiedene Porositäten auf:

- die Porosität der Zementsteinmatrix
- die Porosität der Zuschläge
- die Porosität der Verbundzone zwischen Zementsteinmatrix und Zuschlägen einschließlich Schwindrissen.

Die Porosität der verwendeten quarzitisches Zuschläge kann gegenüber den anderen beiden Komponenten vernachlässigt werden. Dadurch ist es möglich, die Porosität der Verbundzone von der des Zementsteins zu separieren, indem die Porosität des Zementsteins in Parallelversuchen an Zementpasten bestimmt wird.

In Bild 2.10 sind auf diese Weise zwei Porensysteme unterschieden worden. Sie wurden durch unterschiedliche Schraffuren unter der Kurve kenntlich gemacht. Die dunkel gekennzeichnete Fläche gibt das Porensystem der Zementsteinmatrix wieder; die hell gekennzeichnete Fläche repräsentiert dagegen die Porosität der Verbundzone einschließlich Schwindrissen.

Die beiden bei Raumtemperatur vorliegenden Porensysteme zeigen bei Temperaturbeanspruchung unterschiedliche Veränderungen. Das Porensystem der Zementsteinmatrix verändert sich durch die einsetzenden Abbaureaktionen.

Das zweite Porensystem, das der Verbundzone und Schwindrissen zugeordnet wurde, verschiebt sich mit steigender Temperatur kontinuierlich zu größeren Porenradien. Gleichzeitig vergrößert sich die Fläche unter der Kurve, die das Porenvolumen wiedergibt. Dies wird durch eine fortschreitende Entstehung und Ausbreitung von Rissen verursacht, die durch die thermische Inkompatibilität der Komponenten entstehen.

Das Maximum der hell gekennzeichneten Porenstruktur kann daher auch als eine häufigste Rißweite interpretiert werden.

2.2.3 Porenradienverteilungen belastet aufgeheizter Proben

Aus den Bildern 2.11 - 2.19 ist der Einfluß von mechanischen Belastungen, die während einer thermischen Beanspruchung anliegen, auf die Porenradienverteilung von Mörtel erkennbar. Zu jeder Temperatur/Belastungskombination gehören dabei zwei Abbildungen. Eine zeigt die Messungen im Hochdruckporosimeter (Bereich: 4 nm - 7,5 µm), die andere die Messungen im Niederdruckporosimeter (Bereich: 1 µm - 50 µm). Bei allen Temperaturen und Belastungen zeigen diese beiden Messungen im Überlappungsbereich (ca. 1 µm - 7,5 µm) relativ gute Übereinstimmungen. Eine exakte Übereinstimmung ist nicht zu erwarten, da die jeweils verwendeten Probekörper stark unterschiedlich groß waren. Sofern die beiden Messungen deutlich voneinander abweichen, muß davon ausgegangen werden, daß die Ergebnisse aus dem Niederdruckporosimeter die Rißbildung zuverlässiger anzeigen, weil die dort verwendeten Probekörper für den großen Porenradienbereich ausreichend dimensioniert waren /5/.

Die Bilder 2.11, 2.12 und 2.13(a,b) zeigen die Poren- bzw. Rißweitenverteilungen von Proben, die mit maximal 200°C unter gleichzeitiger mechanischer Belastung von 10, 30 bzw. 50% der 20°C-Würfeldruckfestigkeit beansprucht worden waren. Eine mechanische Beanspruchung von nur 10% (vgl. Bild 2.11) hat bereits einen deutlichen Einfluß auf das thermisch induzierte Rißmuster. Vergleicht man die Porenradienverteilung dieser Probe mit denen von unbelastet aufgeheizten Proben, so ist deutlich zu erkennen, daß die thermisch induzierte Rißbildung durch die anliegende mechanische Belastung stark reduziert wird. Die Hauptrißweiten, die bei 200°C ohne Belastung entstehen, betragen 0,3 bis 0,8 µm (vgl. Bild 2.10 und 2.11). Im Falle einer mechanischen Belastung von nur 10% werden sie auf 0,1 - 0,3 µm im

einaxialen Spannungszustand ($\kappa=1:0$) und auf $0,1 \mu\text{m}$ im zweiaxialen Spannungszustand ($\kappa=1:1$) vermindert. Gleichzeitig wird das Maximum in der Porenradienverteilung, das bei etwa 50 nm lokalisiert ist, in erheblich geringerem Umfang verkleinert, als ohne mechanische Belastungen. Das bedeutet, daß bei zusätzlichen mechanischen Belastungen ein Teil der bei Raumtemperatur vorliegenden Verbundporosität und Schwindrisse unverändert bleibt, während die entstehenden Risse deutlich kleinere Rißweiten besitzen.

Eine höhere mechanische Belastung von 30% hat einen ähnlichen Einfluß auf das thermisch verursachte Rißmuster (vgl. Bild 2.12). Jedoch werden hier die kleinsten Rißweiten im einaxialen Spannungszustand gemessen.

Wenn die anliegende mechanische Last bis auf 50% gesteigert wird, verringert sich die Verschiebung der häufigsten Rißweiten zu kleineren Werten wieder (vgl. Bild 2.13). Stattdessen tritt eine Reduzierung des Rißvolumens auf, die vornehmlich im zweiaxialen Spannungszustand auch von der Entstehung einiger größerer Risse mit Rißweiten über $1 \mu\text{m}$ begleitet ist.

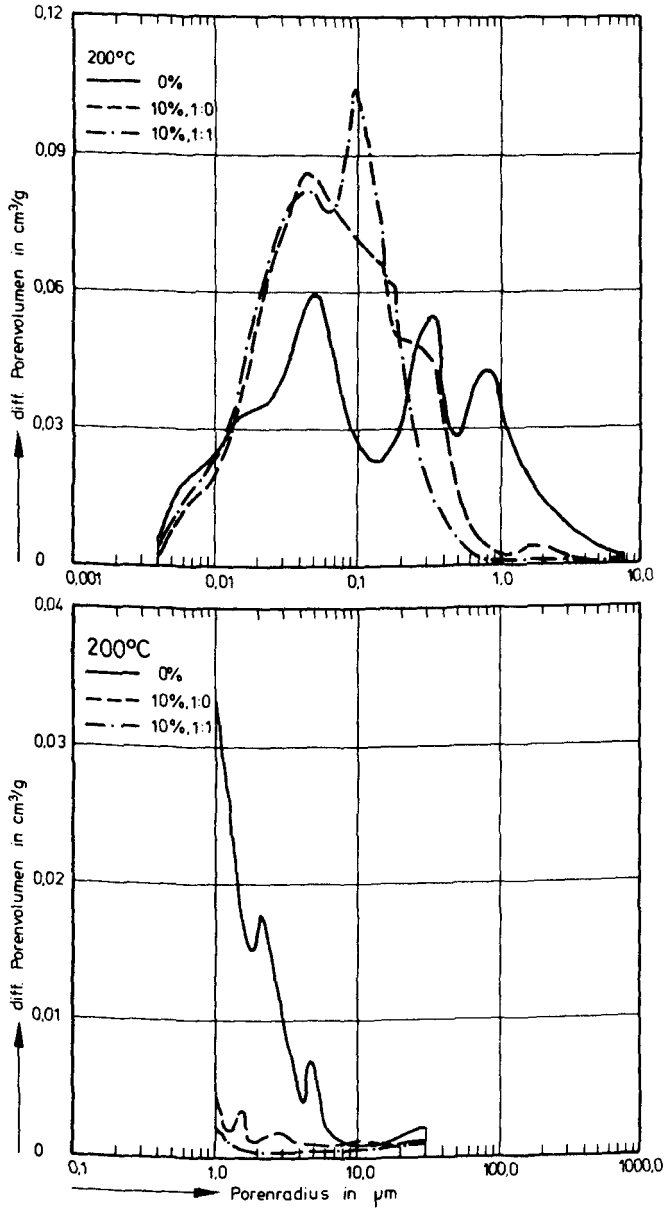


Bild 2.11: Porenradienverteilungen von belastet (10%) auf 200°C aufgeheizten Mörtelproben

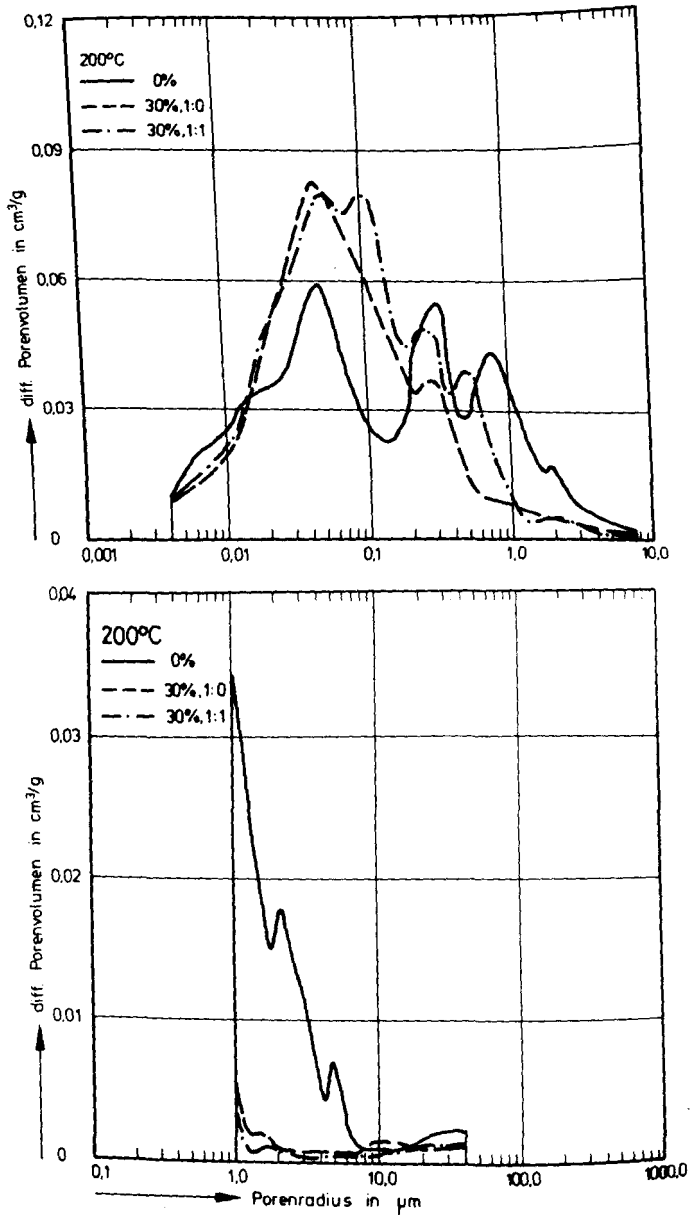


Bild 2.12: Porenradienverteilungen von belastet (30%) auf 200°C aufgeheizten Mörtelproben

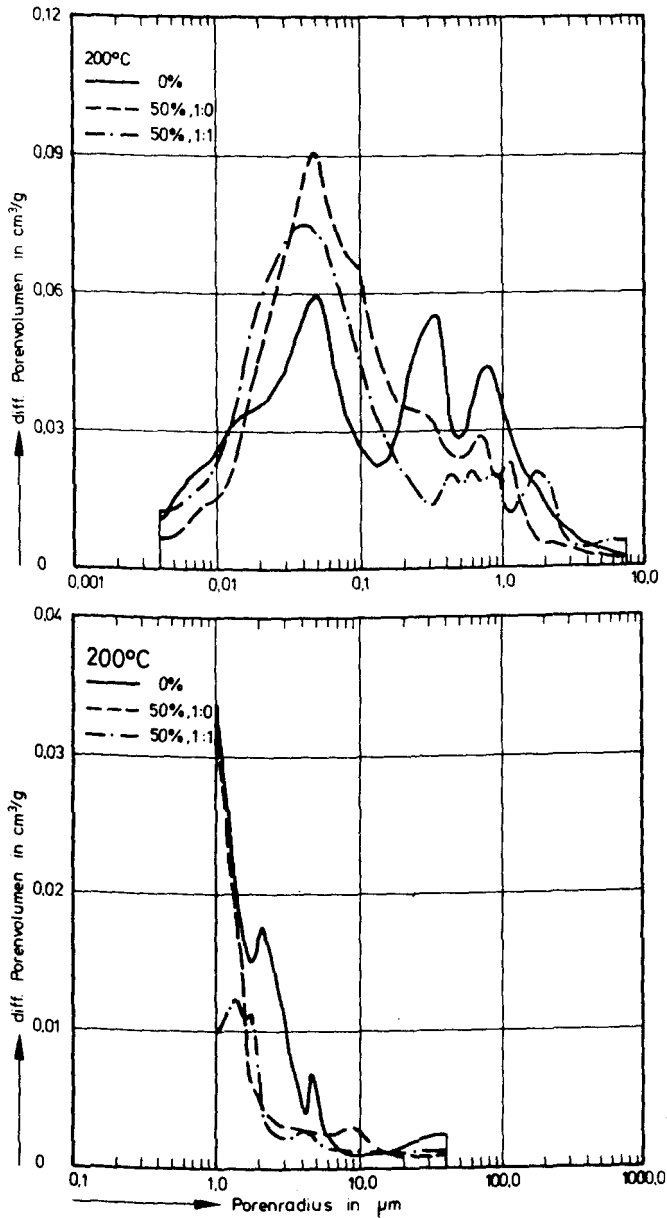


Bild 2.13: Porenradienverteilungen von belastet (50%) auf 200°C aufgeheizten Mörtelproben

Die Bilder 2.14, 2.15 und 2.16 zeigen Ergebnisse einer Temperaturbeanspruchung von 400°C. Der Einfluß einer mechanischen Belastung von 10% ist mit der vergleichbar, die bei 200°C bereits beobachtet wurde: Ein Teil der bei Raumtemperatur vorliegenden Verbundporosität bleibt unverändert (Peak bei etwa 50 nm), wohingegen die entstehenden Risse kleinere Rißweiten aufweisen als im Falle unbelasteter Aufheizung. Im einaxialen Spannungszustand betragen die Rißweiten dabei 0,5 - 1,5 µm; im symmetrisch zweiaxialen Spannungszustand 0,5 - 1,0 µm, während im unbelasteten Fall 0,8 - 3,0 µm gemessen wurden. Man erkennt, daß die Rißweiten nicht in dem Maß verringert wurden, wie bei einer Maximaltemperatur von nur 200°C.

Mechanische Belastungen von 30% vermindern die Rißweiten fast gar nicht. Jedoch wird das Rißvolumen (angezeigt durch die Fläche unter dem 2. Maximum) auf fast die Hälfte des bei unbelasteter Aufheizung festgestellten Wertes reduziert. Dabei treten keine charakteristischen Unterschiede zwischen ein- und zweiaxialem Spannungszustand auf.

Bei einer Belastung von 50% zeigt sich der gleiche Effekt, jedoch wird hier im zweiaxialen Spannungszustand das Rißvolumen deutlich stärker vermindert als im einaxialen; gleichzeitig entstehen Risse mit größeren Rißweiten.

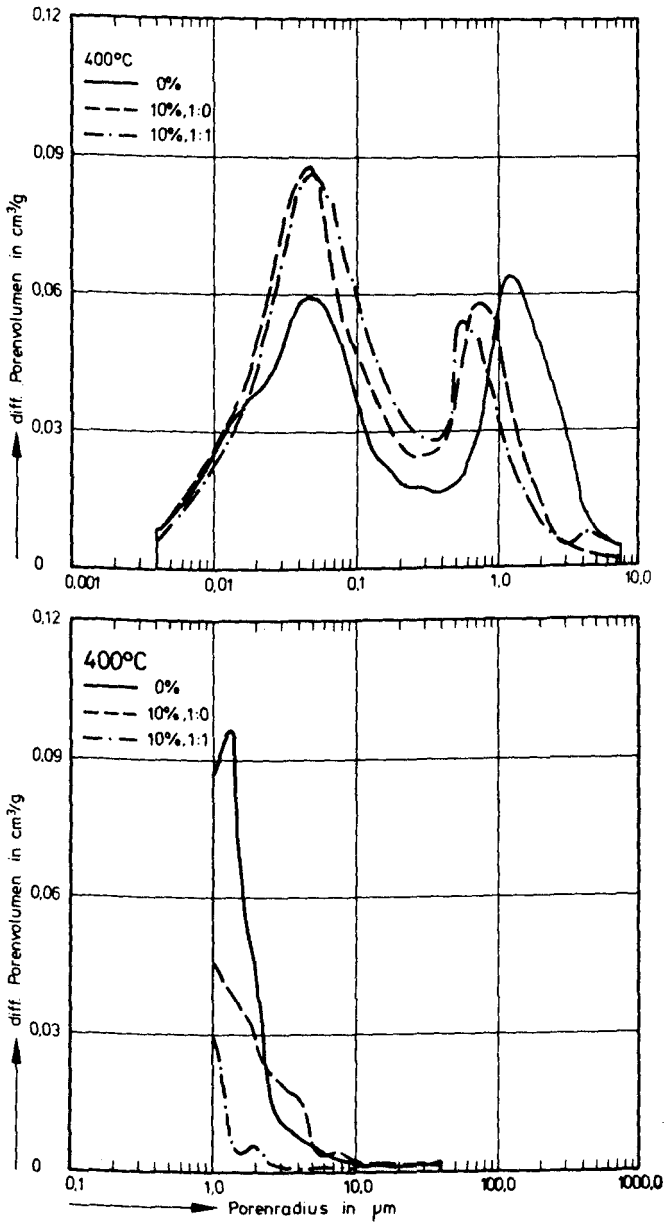


Bild 2.14: Porenradienverteilungen von belastet (10%) auf 400°C aufgeheizten Mörtelproben

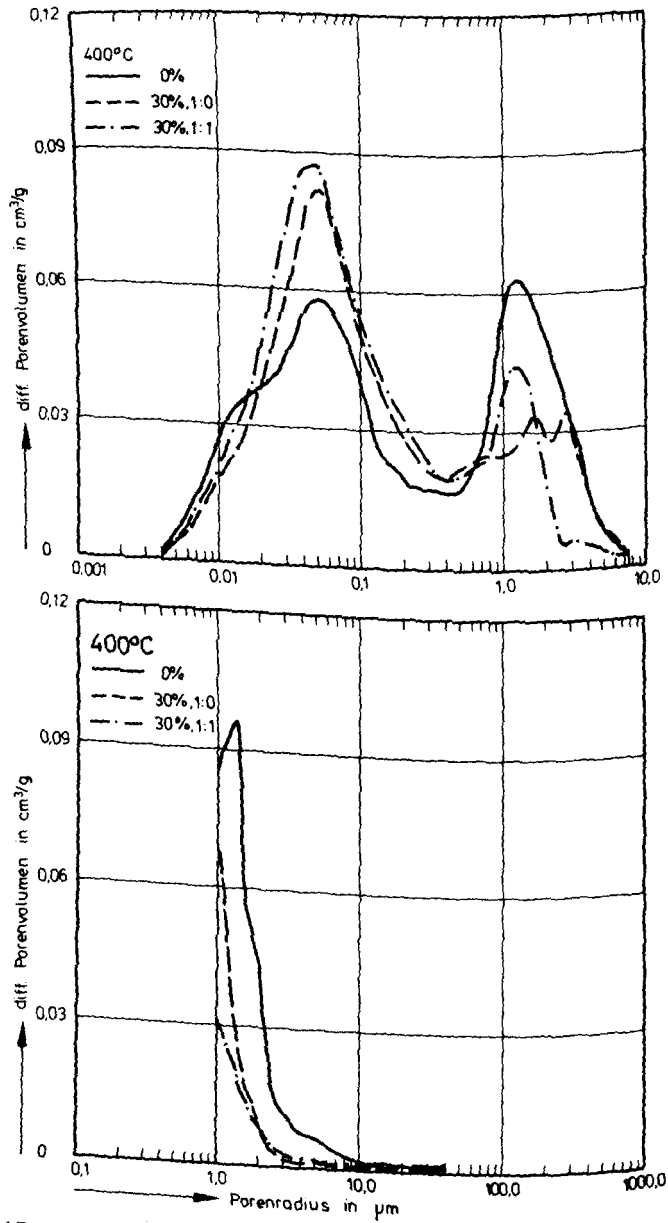


Bild 2.15: Porenradienverteilungen von belastet (30%) auf 400°C aufgeheizten Mörtelproben

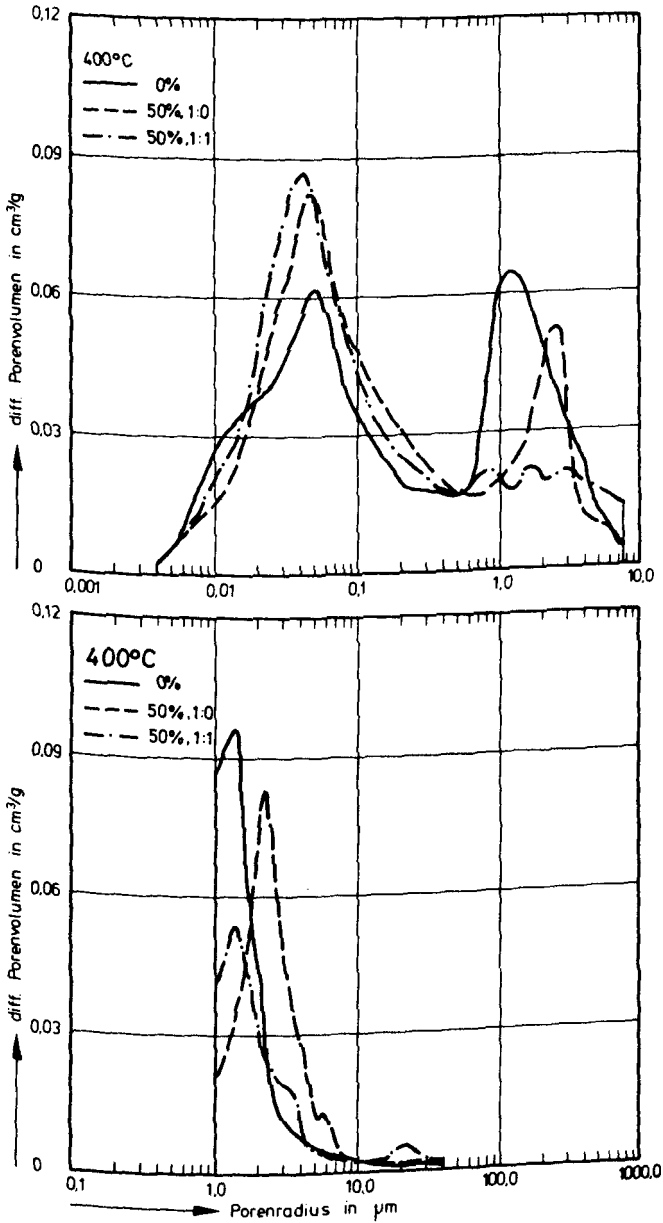


Bild 2.16: Porenradienverteilungen von belastet (50%) auf 400°C aufgeheizten Mörtelproben

Der Einfluß mechanischer Belastungen unterscheidet sich deutlich von dem bei den niedrigen Temperaturen bei einer thermischen Beanspruchung von maximal 600°C (vgl. Bilder 2.17, 2.18 und 2.19). Die bei den anderen Maximaltemperaturen (200°C und 400°C) beobachteten Einflüsse der Belastungsgrade auf die Form und Lage des ersten Maximums (um 40 bis 60 nm) traten bei den mit 600°C beanspruchten Proben nicht auf. Auch zeigen sich nur vergleichsweise geringe Verschiebungen der Rißweiten (zweites Maximum um 2 bis 3 μm) durch die unterschiedlich hohen Belastungsniveaus.

Beim Belastungsgrad 10% zeigt sich weder im einaxialen noch im symmetrisch zweiaxialen Spannungszustand eine Veränderung im Kurvenverlauf der Porenradienverteilung. Erst wenn die Belastung auf 30% erhöht wird, verringert sich das entstehende Rißvolumen etwas. Dieser Effekt ist im symmetrisch zweiaxialen Fall ausgeprägter. Beim höchsten Belastungsgrad von 50% zeigt sich schließlich eine sehr starke Reduzierung des Rißvolumens in Verbindung mit der Bildung größerer Risse. Dabei sind die Unterschiede zwischen einaxialer und symmetrisch zweiaxialer Belastung zwar gering, jedoch ist das neu entstehende Rißvolumen über 5 μm im einaxialen Fall etwas größer.

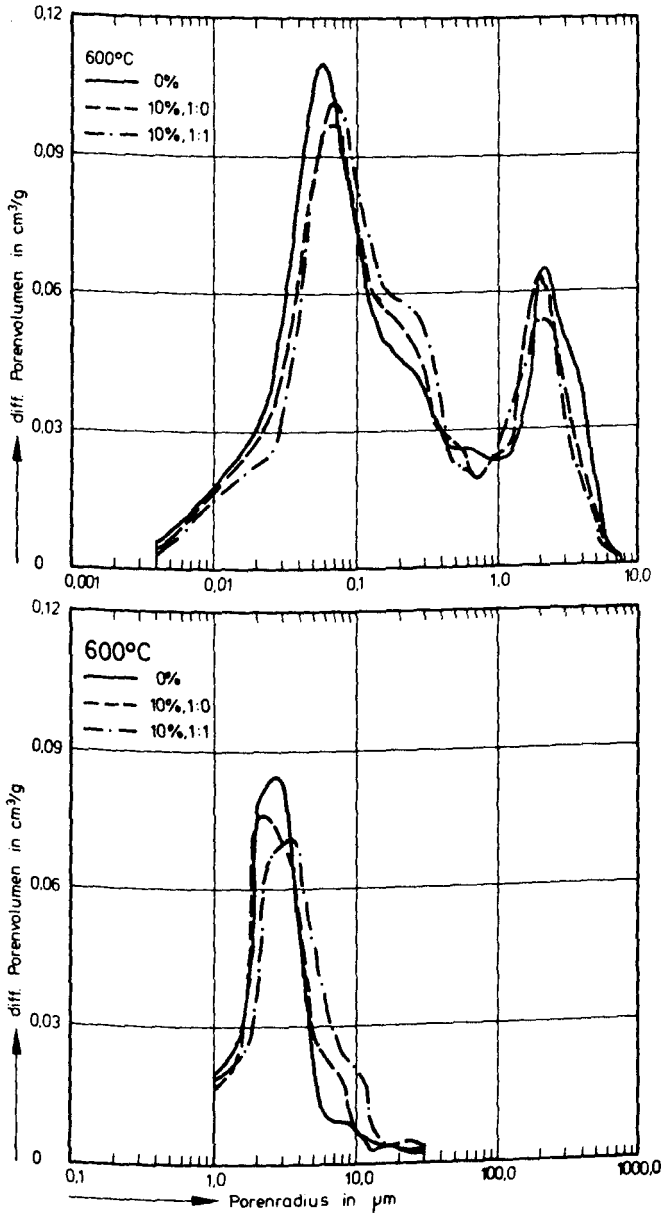


Bild 2.17: Porenradienverteilungen von belastet (10%) auf 600°C aufgeheizten Mörtelproben

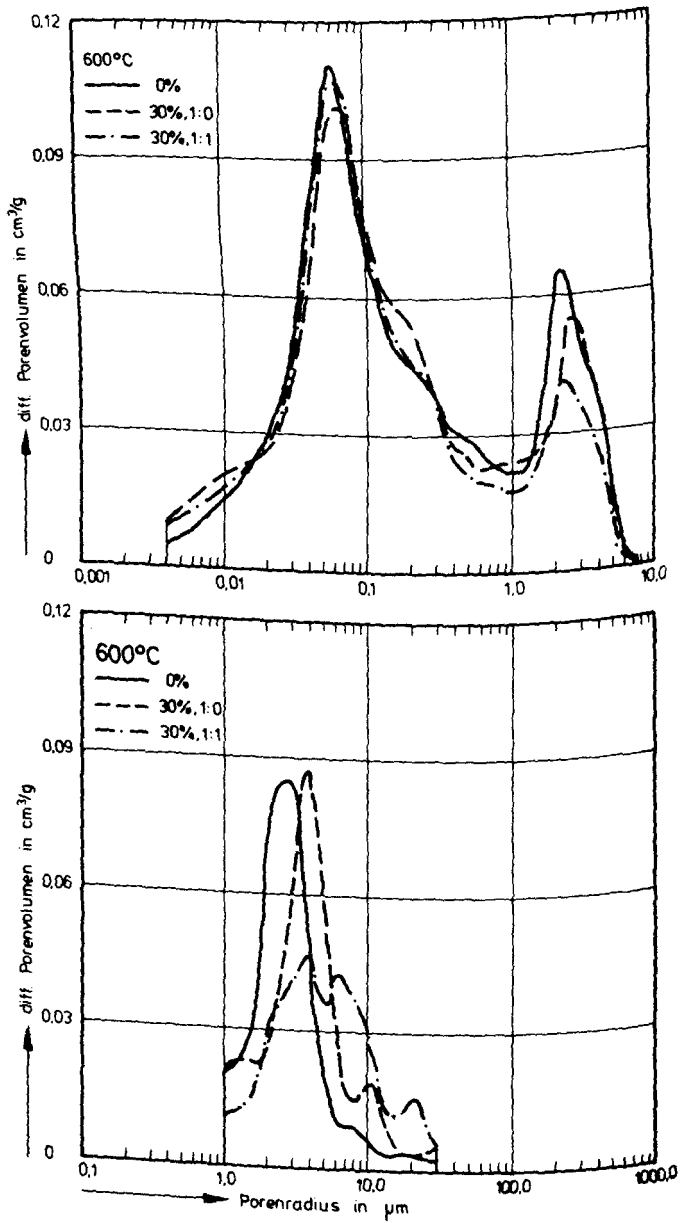


Bild 2.18: Porenradienverteilungen von belastet (30%) auf 600°C aufgeheizten Mörtelproben

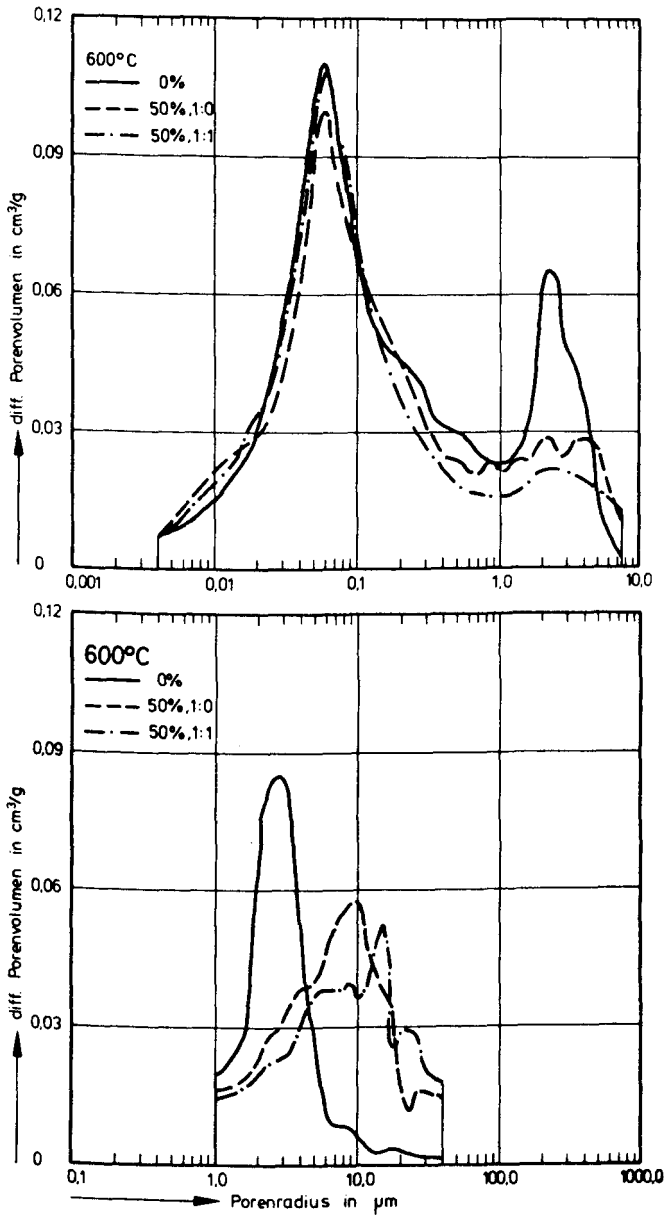


Bild 2.19: Porenradienverteilungen von belastet (50%)
auf 600°C aufgeheizten Mörtelproben

In den Bildern 2.20, 2.21 und 2.22 sind die gemessenen Poren- und Rißvolumina für jede Temperatur bereichsweise ausgewertet. Zugrundegelegt für die Bereichseinteilung wurden dabei die Porenradienverteilungen der unbelastet aufgeheizten Proben. Es wurden jeweils drei Bereiche unterschieden:

- Der Bereich kleinerer Porenradien als das Rißsystem (2. Maximum, hell gekennzeichnet in Bild 2.10). Dieser liegt bei 200°C unter 0,2 µm; bei 400°C unter 0,5 µm und bei 600°C unter 1 µm.
- Der Bereich der nur thermisch induzierten Risse (Bereich des 2. Maximums, hell gekennzeichnet in Bild 2.10). Dieser liegt bei 200°C zwischen 0,2 und 2 µm; bei 400°C zwischen 0,5 und 5 µm sowie bei 600°C zwischen 1 und 10 µm.
- Der Bereich größerer Porenradien als das unbelastet entstehende Rißsystem. Dieser liegt bei 200°C über 2 µm, bei 400°C über 5 µm und bei 600°C über 10 µm.

Zur Auswertung wurden jeweils beide Messungen, die im Hochdruck- und die im Niederdruckporosimeter, herangezogen. Da sich die Meßbereiche überlappen, wurde bei 1µm eine Grenze gezogen, ab der die Werte des Niederdruckporosimeters verwendet wurden.

In den Bildern 2.20 - 2.22 ist das Poren-/Rißvolumen in den jeweiligen Bereichen gegen den Belastungsgrad aufgetragen; dabei wurden der einaxiale und der symmetrisch zweiaxiale Spannungszustand unterschieden. Bild 2.20 zeigt die Ergebnisse der Maximaltemperatur von 200°C.

Es ist deutlich zu erkennen, wie die Belastungen das ursprüngliche Rißsystem verändern: Es entstehen weniger Risse mit großen Rißweiten; dafür erhöht sich volumenmäßig die Anzahl der kleineren Risse. Hierbei hat das niedrigste Belastungsniveau von 10% den größten Einfluß; bei höheren Be-

lastungsgraden verringert sich dieser Effekt wieder. Der Bereich größerer Rißweiten zeigt selbst beim Belastungsgrad 50% keine nennenswerte Erhöhung. Symmetrisch zweiaxiale Belastungen zeigen insbesondere beim Belastungsgrad 10% ein noch günstigeres Verhalten; bei höheren Belastungen sind die Unterschiede zum einaxialen Spannungszustand nur gering.

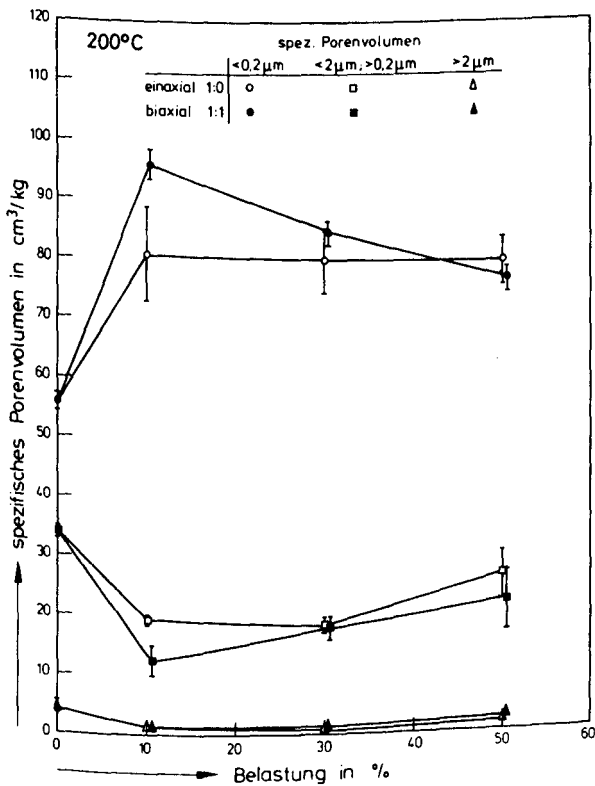


Bild 2.20: Poren- und Rißvolumina von belastet und unbelastet auf 200°C aufgeheizten Mörtelproben in Abhängigkeit vom Belastungsgrad

In Bild 2.21 sind die Ergebnisse der Maximaltemperatur von 400°C dargestellt. Insgesamt gesehen zeigt sich ein vergleichbares Verhalten wie bei 200°C. Jedoch ist der Einfluß

der mechanischen Belastungen weniger ausgeprägt, d.h. das ursprünglich entstandene Rißvolumen geht nicht so stark zurück wie bei 200°C. Mit ansteigendem Belastungsgrad zeigt sich nur eine unwesentliche Veränderung. Jedoch ist bei einem Belastungsgrad von 50% vor allem im einaxialen Spannungszustand eine leichte Erhöhung des Rißvolumens über 5 µm zu erkennen. Bei allen Belastungsgraden ist der Einfluß der mechanischen Belastungen im symmetrisch zweiaxialen Fall ausgeprägter als im einaxialen.

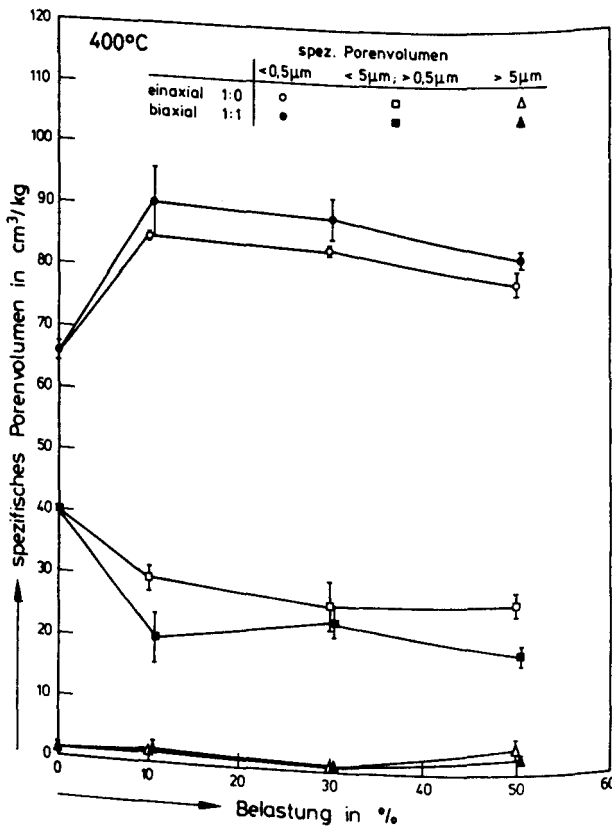


Bild 2.21: Poren- und Rißvolumina von belastet und unbelastet auf 400°C aufgeheizten Mörtelproben in Abhängigkeit vom Belastungsgrad

Bild 2.22 zeigt die Ergebnisse der höchsten untersuchten Maximaltemperatur von 600°C. Der Einfluß einer mechanischen Belastung ist hier, verglichen mit den anderen untersuchten Temperaturen, grundsätzlich anders. Es ist zwar auch eine Verringerung des ursprünglichen Rißvolumens zu erkennen, die mit dem Belastungsgrad zunimmt, jedoch verläuft diese Veränderung nur zugunsten einer Zunahme größerer Risse. Das Rißvolumen unter 1 µm bleibt nahezu unverändert. Im Gegensatz zu den niedrigen Maximaltemperaturen werden hier die thermisch induzierten Risse durch anliegende mechanische Belastungen nicht verkleinert sondern nur vergrößert.

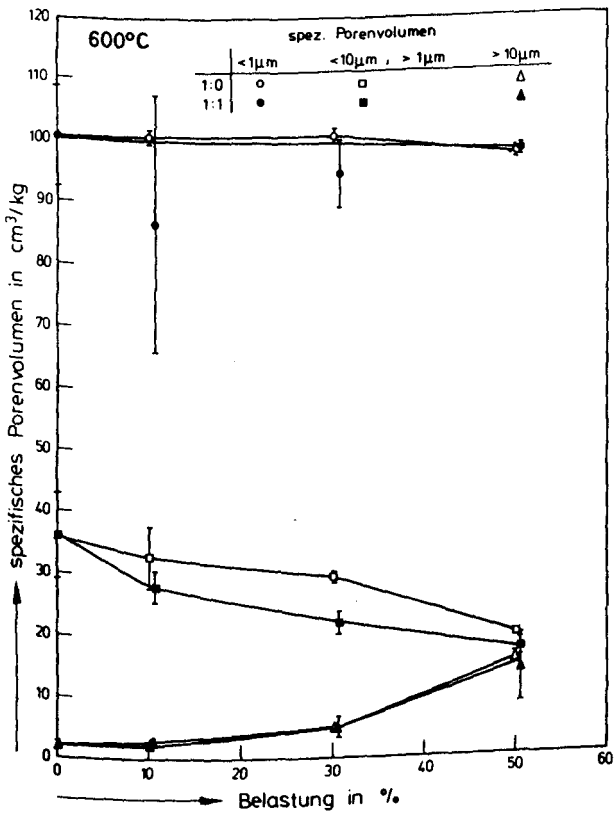


Bild 2.22: Poren- und Rißvolumina von belastet und unbelastet auf 600°C aufgeheizten Mörtelproben in Abhängigkeit vom Belastungsgrad

2.2.4 Rißentstehung und räumliches Rißmuster

Die Rißentstehung in Beton infolge einer thermischen Beanspruchung wird durch das unterschiedliche Ausdehnungsverhalten von Zuschlag und Zementstein verursacht /1,19/. Das entstehende räumliche Rißmuster kann aus der lokalen Spannungsverteilung zwischen Zuschlägen und Zementstein abgeleitet werden /9,20/. Die Verteilung von Zug- und Druckspannungen hängt vom Verhältnis der thermischen Ausdehnungskoeffizienten der Betonkomponenten zueinander ab. Oberhalb etwa 150°C entstehen infolge des dann einsetzenden Zementsteinschwindens, bei gleichzeitiger Ausdehnung der Zuschläge, Druckspannungen in der Verbundzone von Zuschlägen und Zementstein, während in der Zementsteinmatrix Zugspannungen vorherrschen. Die größten Zugspannungen findet man dabei in den Verbindungsflächen orthogonal zu den Zuschlagoberflächen /9/. Bei Wiederabkühlung der Proben wird diese Spannungsverteilung umgekehrt.

Wenn man den Beton mit einem physikalischen Modell beschreibt, in dem den Zuschlägen eine idealisierte Verteilung in der Zementsteinmatrix und eine idealisierte, kugelförmige Form zugeschrieben wird, kann das entstehende räumliche Rißmuster aus der Spannungsverteilung abgeleitet werden (vgl. Abschnitt 4.1). Aufheizen über 150°C hinaus erzeugt demnach hauptsächlich Matrixrisse im Zementstein, während überwiegend Haftrisse in der Verbundzone von Zuschlägen und Zementstein im Verlauf der Abkühlung entstehen.

2.2.5 Folgerungen

Der Unterschied in den Porenradienverteilungen der unbelastet aufgeheizten und der nicht aufgeheizten Mörtelproben (vgl. Bild 2.10) kann wie folgt erklärt werden: Die Porosität der Verbundzone, die bei Raumtemperatur ähnliche Porenradien aufweist wie der Zementstein (Maximum bei etwa 50 nm), ist schon nach geringen Temperaturbelastungen stark

verkleinert. Dies beruht darauf, daß radiale Druckspannungen in der Verbundzone entstehen, wodurch Zementsteinmatrix und Zuschläge zusammengepreßt werden und so die Verbundporosität verringert wird. Parallel dazu vergrößert sich die Porosität der Zementsteinmatrix und es entsteht ein neues Porensystem im Bereich größerer Porenradien, das einer Rißbildung orthogonal zu den Zuschlagoberflächen zugeordnet werden kann. Während der Abkühlung können sich zusätzlich einige Haftrisse in der Verbundzone bilden.

Externe mechanische Spannungen, die während eines Aufheizzyklus an der Probe anliegen, überlagern sich mit den inneren lokalen Spannungen, die durch die Unterschiede in den Wärmedehnungen der Komponenten entstehen. Daraus resultiert eine gänzlich andere Spannungsverteilung, die dazu führt, daß ein Teil der ursprünglichen Verbundporosität bestehen bleibt und die entstehenden Risse kleinere Rißweiten aufweisen (vgl. Bild 2.11, 2.12 und 2.13). Die Überlagerung der Spannungen ist jedoch mit einem Gesamtanstieg des Spannungsniveaus verbunden. Bei höheren externen Spannungen führt dies zu zusätzlicher Rißbildung, wobei sich die Risse in Richtung der Last orientieren. Es existiert demnach ein Optimum in der Höhe des externen Belastungsniveaus hinsichtlich der Minimierung der thermisch induzierten Rißbildung.

Bei höheren Temperaturen steigen die inneren lokalen Spannungen an, weil die Differenz in den thermischen Ausdehnungen der Betonkomponenten ansteigt. Daher ist der Einfluß einer niedrigen äußeren Belastung von 10% bei 400°C nicht so deutlich und bei 600°C kaum erkennbar. Höhere Belastungen von 30% bzw. 50% verändern den inneren lokalen Spannungszustand jedoch auch hier und vermindern die thermische Rißentstehung. Aber zunehmend entstehen auch Risse durch das hohe Spannungsniveau.

Das wichtigste Ergebnis ergibt sich schließlich aus der Abhängigkeit der Porenradienverteilungen vom äußeren Span-

nungszustand. Diese ändert sich mit der Höhe der Temperaturbelastung. Bei 200°C und z.T. noch bei 400°C wird sowohl durch einaxiale als auch durch symmetrisch zweiaxiale äußere Spannungen die entstehende Rißweite verringert, ohne daß das Gesamtrißvolumen verkleinert wird (vgl. Bild 2.11, 2.12 und 2.13). Das Rißvolumen über etwa 0,6 µm Rißweite wird nahezu Null, obwohl in diesem Bereich ohne eine Belastung ein deutliches Rißvolumen entstehen würde. Das bedeutet, daß auch die thermisch induzierten Risse, die hinsichtlich ihrer räumlichen Orientierung einer unbelasteten Achse zugeordnet werden müssen, von der in einer bzw. zwei Achsen einwirkenden äußeren Last beeinflusst werden. Dieses Verhalten kann nur so erklärt werden, daß die resultierende, d.h. aus der Überlagerung von inneren und äußeren Spannungen in einem Körper entstehende, Spannungsverteilung vom Zementstein durch Kriechen umgelagert wird und dadurch ihre räumliche Orientierung verliert. Dadurch ist es möglich, daß die thermisch induzierte Rißentstehung gleichmäßig in allen Raumrichtungen beeinflusst wird. Die Unterschiede zwischen ein- und zweiaxialer Belastung sind daher nicht besonders ausgeprägt und beruhen mehr auf dem im zweiaxialen insgesamt höheren Belastungsniveau als auf dem zweiaxialen Spannungszustand.

Bei einer Temperaturbelastung von 600°C bleibt ein Teil des ursprünglich vorhandenen Rißvolumens auch bei belasteter Aufheizung bestehen, und zweiaxiale Belastungen führen zu einer deutlicheren Reduzierung des Rißvolumens als einaxiale Belastungen. Gleichzeitig ist keine Verringerung der Rißweiten erkennbar. Das bedeutet, daß hier im Gegensatz zum Verhalten bei den niedrigeren Temperaturen (200°C und 400°C) der Zementstein nicht mehr in der Lage ist, die gerichteten einwirkenden äußeren Belastungen auf alle Raumrichtungen umzuverteilen. Zweiaxiale Belastungen werden dadurch erheblich wirksamer als einaxiale, wobei jedoch die Risse, die jeweils einer unbelasteten Raumrichtung zugeschrieben werden müssen, unverändert bleiben. Die Veränderung im Verhalten des Zementsteins tritt in einem Temperaturbereich

auf, in dem das Portlandit zersetzt wird ($\sim 450^{\circ}\text{C}$). Daher ist zu vermuten, daß hierin eine Ursache des veränderten Verhaltens begründet ist.

3 Auswirkung hoher Temperaturen auf das biaxiale Festigkeits- und Verformungsverhalten

1980 wurde mit Mitteln der Deutschen Forschungsgemeinschaft und des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig mit dem Aufbau und der Erprobung einer "biaxialen Hochtemperaturprüfanlage" begonnen. Seitdem werden im Rahmen des SFB kontinuierlich experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Nach dem Aufbau und der Erprobung der biaxialen Hochtemperaturprüfmaschine wurden bis Ende 1986 im Rahmen des SFB schwerpunktmäßig folgende Arbeiten durchgeführt:

- Bestimmung der biaxialen Druckfestigkeit und der Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Normalbetons, eines Leichtbetons und eines Mörtels nach Aufheizen auf bestimmte Temperaturen unter einem definierten Belastungspfad (konstantes Spannungsverhältnis während der Belastung bis zum Bruch; kraftgesteuerte Versuche).
- Ermittlung der Gesamtverformungen von zweiachsig druckbelasteten Proben bei Erwärmung (Warmkriechversuche). Die Versuche wurden bisher nur an einem Normalbeton durchgeführt. Während der Versuche wurden die vorgewählte Gesamtlast, das Belastungsverhältnis und die Aufheizgeschwindigkeit konstant gehalten. Gemessen wurden die Temperaturen, die Belastungskräfte sowie die Verformungen in den belasteten und unbelasteten Achsen.
- Orientierende Versuche zur Ermittlung der Zwängungskräfte in zweiachsig dehnbehinderten Proben bei Erwärmung.

3.1 Versuchsprogramm

Die Sichtung der Literatur hatte ergeben, daß die Eigenschaften von Beton bisher entweder nur unter dem Einfluß hoher Temperaturen und einaxialer Belastung (s. z.B. /13,14/) oder nur unter dem Einfluß einer zweiaxialen Belastung bei Raumtemperatur untersucht wurden /21-53/. Das durchgeführte Versuchsprogramm knüpfte an die bekannt gewordenen Untersuchungen an. Es hatte zum Ziel, den grundlegenden Einfluß von hohen Temperaturen und zweiaxialen Beanspruchungen auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons zu erforschen. Im einzelnen war es dazu erforderlich in Abhängigkeit von zweiaxialer Belastung und Temperatur die Druckfestigkeit bei konstanten Temperaturen, die Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei konstanten Temperaturen, die Gesamtverformungen bei Aufheizung, und die Zwängungskräfte bei Aufheizung zu untersuchen.

Die Druckfestigkeit und die Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind die wesentlichen Eigenschaften des Betons. Ihre Änderungen unter dem Einfluß hoher Temperaturen und zweiaxialer Belastung sind deshalb von besonderem Interesse.

Bei den Versuchen zur Ermittlung der Gesamtverformungen wurden während der Aufheizzeit die Probekörper einer praxisgerechten Belastung unterworfen. Aus den Gesamtverformungen, die aus der thermischen Dehnung und dem last- und temperaturabhängigen Kriechen bestehen, konnte eine "kritische Betontemperatur", d.h. eine beanspruchungsbezogene Bruchtemperatur abgelesen werden.

Bei den Relaxationsversuchen wurden die Zwängungskräfte gemessen, die sich in dehnungsbehinderten Betonprobekörpern bei Aufheizung einstellen.

3.1.1 Parameter der Untersuchungen

• Beton

Tabelle 3.1 gibt einen Überblick über die technologischen Daten der Versuchsbetone.

Tabelle 3.1: Betontechnologische Daten der untersuchten Betone

| Beton | | Normalbeton | Mörtel | Leichtbeton |
|------------------------------------|----------|-------------|--------|-------------|
| Zement PZ 35 F | [kg/ m³] | 360 | 562 | 350 |
| Sand 0/2 | [kg/ m³] | 652 | 1689 | 440 |
| Kies 2/8 | [kg/ m³] | 550 | - | - |
| Kies 8/16 | [kg/ m³] | 768 | - | - |
| Liapor 0/2 | [kg/ m³] | - | - | 170 |
| Liapor 2/8 | [kg/ m³] | - | - | 160 |
| Liapor 8/16 | [kg/ m³] | - | - | 350 |
| Gesamtwasser | [kg/ m³] | 220 | 270 | 210 |
| W/Z-Wert | [-] | 0,61 | 0,48 | 0,60 |
| Festbetonrohddichte (28 Tage) | [kg/dm³] | 2,39 | 2,14 | 1,73 |
| Würfelfestigkeit (15 cm , 28 Tage) | [N/mm²] | 54,0 | 37,0 | 36,0 |
| Alter bei Versuchsdatum | [d] | > 90 | > 90 | > 90 |

Für die überwiegende Anzahl der Versuche wurde ein Normalbeton mit hauptsächlich quarzhaltigen Zuschlägen verwendet. Auf die Untersuchung unterschiedlich fester Normalbetone wurde verzichtet, da sich ihr Verhalten unter zweiaxialer Beanspruchung kaum unterscheidet. Mörtel und Leichtbeton wurden nur auf ihr Festigkeitsverhalten untersucht. Durch die Auswahl dieser drei Betone wurden der Zementgehalt, die Kornfraktion und die Festigkeit bzw. der Elastizitätsmodul der Zuschlagkörner variiert, um die Auswirkungen dieser wichtigen Betongrößen auf das Verhalten kennenzulernen.

- Mechanische Beanspruchungen

Die Versuche zum Festigkeitsverhalten und den Spannungs-Dehnungsbeziehungen wurden unter den zwei axialen Spannungsverhältnissen $\kappa = \sigma_2 : \sigma_1 = 0,0; 0,2; 0,4; 0,66$ und $1,0$ durchgeführt und so der Bereich zwei axialer Beanspruchungsverhältnisse gleichmäßig belegt.

Die Versuche zum Gesamtverformungs- und Relaxationsverhalten wurden unter den Spannungsverhältnissen $\kappa = 0,0$ und $1,0$ durchgeführt, um den prinzipiellen Einfluß von ein axialer und zwei axialer Druckbeanspruchung auf das Hochtemperaturverhalten zu erkennen.

Der Belastungspfad bei den Versuchen zum Festigkeitsverhalten und zu den Spannungs-Dehnungsbeziehungen war dergestalt, daß die Belastungskräfte in beiden Achsen entsprechend dem gewählten Verhältnis bis zum Bruch der Probekörper gesteigert wurden. Dehnungsgesteuerte Versuche konnten wegen regelungstechnischer Schwierigkeiten nicht durchgeführt werden. Bei den Versuchen zum Gesamtverformungsverhalten wurden die aufgebrachten Belastungskräfte und ihr Verhältnis zueinander konstant gehalten, während bei den Relaxationsversuchen die Verformungen konstant gehalten wurden.

- Thermische Beanspruchungen

Die Untersuchungen zum Festigkeitsverhalten und zu den Spannungs-Dehnungsbeziehungen wurden bei konstanten Temperaturen von $20, 150, 300, 450, 600$ und 750°C durchgeführt.

Bei den Versuchen zum Gesamtverformungs- und Relaxationsverhalten wurde die Temperatur mit einer konstanten Geschwindigkeit von 2 K/min bis zum Bruch der Probekörper erhöht.

3.1.2 Temperatur-Last-Programme und Versuchsdurchführung

Aus der Kombination von mechanischer und thermischer Beanspruchung ergaben sich die auf den Bildern 3.1, 3.2 und 3.3 dargestellten Temperatur-Last-Programme.

Der Versuchsablauf zur Ermittlung der Druckfestigkeit und der Spannungs-Dehnungsbeziehungen unter zweiachsender Beanspruchung und hohen Temperaturen ist auf Bild 3.1 dargestellt.

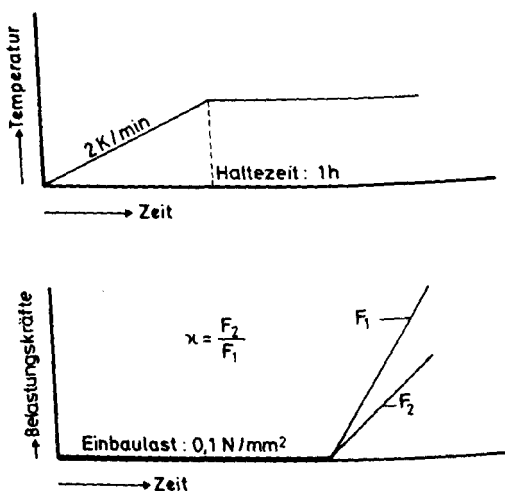


Bild 3.1: Temperatur-Last-Programm zur Ermittlung der Druckfestigkeit und der Spannungs-Dehnungsbeziehungen

Dazu wurde der Probekörper unter einer Einbaulast von 1 kN (entsprechend $0,1 \text{ N/mm}^2$) mit 2 K/min auf die Prüftemperatur aufgeheizt. Nach einer Haltezeit von 1 h wurden die Belastungskräfte in beiden Achsen gleichzeitig mit dem gewählten Verhältnis bis zum Bruch des Probekörpers mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 50 kN/min (entsprechend $0,08 \text{ N/mm}^2 \text{ s}$) gesteigert. Der Bruch erfolgte bei den verwendeten Betonen nach etwa 10 bis 20 min. Während des Belastungsvor-

anges wurden die Belastungskräfte in den beiden Achsen und die Verformungen der Probekörper in den belasteten und der unbelasteten Achse gemessen. Die in jeder Achse maximal gemessene Kraft wurde als Bruchlast bezeichnet und in eine Bruchspannung umgerechnet.

Nach dem auf Bild 3.2 dargestellten Ablauf erfolgte die Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Gesamtverformungen des Betons bei Aufheizung.

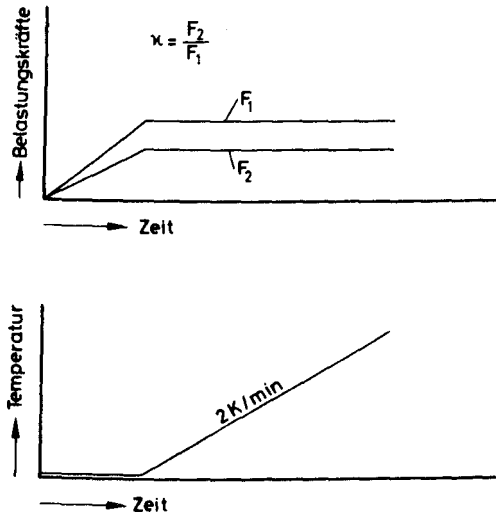


Bild 3.2: Temperatur-Last-Programm zur Ermittlung der Gesamtverformungen bei Aufheizung

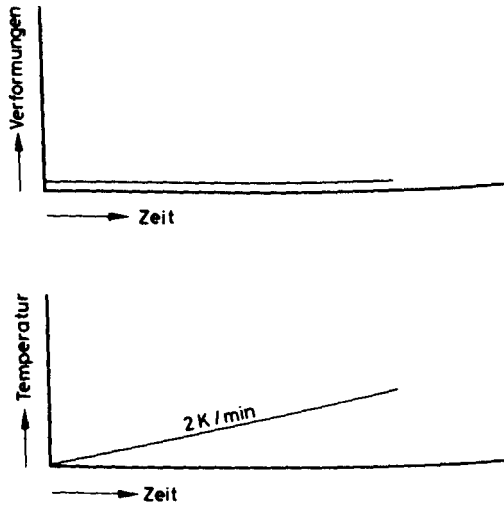


Bild 3.3: Temperatur-Last-Programm zur Ermittlung der Zwängungskräfte bei Aufheizung

Dazu wurden die Probekörper mit dem vorgegebenen Belastungsgrad (in Prozent der einaxialen Raumtemperaturdruckfestigkeit) und dem gewählten Belastungsverhältnis κ belastet. Der Belastungsgrad und das Belastungsverhältnis wurden während der folgenden Aufheizung mit 2 K/min konstant gehalten. Die Probekörper wurden bis zum Versagen aufgeheizt, die Dehnungen wurden in den drei Hauptachsen gemessen.

Die Versuchsdurchführung bei den Relaxationsuntersuchungen zur Ermittlung der Zwängungskräfte ist auf Bild 3.3 dargestellt. Die Probekörper wurden mit einer konstanten Geschwindigkeit von 2 K/min aufgeheizt, Im Fall der vollständigen Dehnungsbehinderung unter ein- und zwei axialer Beanspruchung wurden die Dehnungen in Richtung der Belastungen unterdrückt, die sich aufbauenden Kräfte wurden gemessen. Die Dehnungen in den unbelasteten Richtungen wurden ebenfalls gemessen.

3.2 Ergebnisse der Untersuchungen zum Festigkeitsverhalten

Die Festigkeitsuntersuchungen wurden an einem Normalbeton, einem Mörtel und einem Leichtbeton durchgeführt. Die Probekörper wurden nach der Herstellung mindestens sechs Monate bei 20°C / 65% r.F. gelagert. Sie wurden dann unversiegelt und unvorbelastet bis zum Bruch kraftgeregelt belastet.

3.2.1 Bruchverhalten

Das Bruchverhalten zweiachial druckbeanspruchter Betonprobekörper wurde zum einen auf Grund der Heftigkeit der Energiefreisetzung während des Bruchvorganges und zum anderen mittels des äußeren Erscheinungsbildes der geprüften Probekörper beurteilt. Dazu wurden Anzahl und Verteilung der Risse sowie Form und Größe der Bruchstücke herangezogen.

Der Bruch erfolgte sowohl bei Raumtemperatur als auch bei 300°C explosionsartig und mit einem lauten dumpfen Knall. Erfahrungsgemäß deutet diese Versagensweise auf ein relativ sprödes Verhalten und ein hohes Energiespeichervermögen hin (weitgehend elastische Verformungen bis unmittelbar vor dem Probekörperversagen). Bei 150°C war die Heftigkeit des Bruchvorganges geringer und bei Temperaturen über 300°C nahm sie weiter stark ab. Das Verhalten des Betons wird bei hohen Temperaturen insgesamt weicher, und es können sich nicht mehr so hohe elastische Spannungen aufbauen.

In diesem Zusammenhang muß die in der Prüfanlage gespeicherte Energie berücksichtigt werden (elastische Verformungen des Belastungsrahmens und der Hydraulikflüssigkeit), die bei hohen Prüfkraften bei entsprechend hoher Festigkeit des Betons im kraftgeregelten Versuch ebenfalls zur explosionsartigen Zerstörung des Probekörpers beiträgt.

Trotz des explosionsartigen Charakters des Versagens blieb die scheibenförmige Gestalt der geprüften Probekörper in den

meisten Fällen erhalten. Es genügten dann allerdings geringe mechanische Beanspruchungen, um die Bruchkörper entlang der Rißflächen in einzelne Bruchstücke zu zerlegen.

Die Bruchstücke hatten im Fall der einaxialen Beanspruchung im wesentlichen stabförmiges Aussehen. Dies ergab sich auf Grund der fast parallel zur Belastungsrichtung ausgebildeten Risse. Die überwiegende Anzahl der Rißflächen stand dabei senkrecht zu den freien Oberflächen der Probekörper. Nur wenige Rißflächen waren parallel dazu orientiert, siehe Bild 3.4.

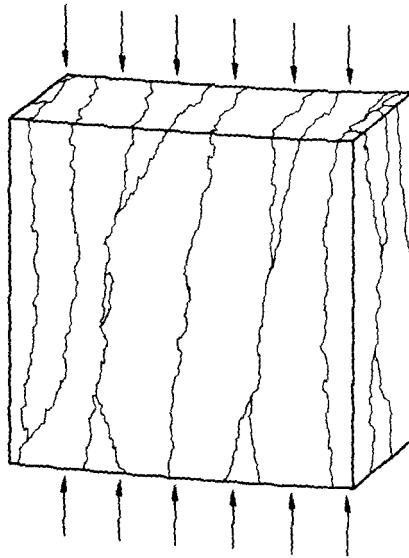


Bild 3.4: Rißverteilung nach einaxialer Bruchbeanspruchung

Nach zweiaxialer Beanspruchung zeigte das Bruchbild der Probekörper vorwiegend parallel zu den freien Oberflächen verlaufende Rißflächen, Bild 3.5. Daraus resultierend hatten die Bruchstücke eine plattenförmige Form. Nach symmetrisch zweiaxialer Beanspruchung lösten sich nahezu runde Bruchstücke aus dem mittleren Bereich der Probekörper. Teile der Ecken blieben meist erhalten, was auf verbliebene Zwängungen

in diesen Bereichen hinweist.

Die Charakteristik dieser Bruchbilder blieb grundsätzlich auch bei hohen Temperaturen erhalten. Allerdings war die Anzahl der Risse erheblich größer als bei Raumtemperatur, da auch thermisch erzeugte Risse auftraten, die den Verbund zwischen Zuschlagkörnern und Zementsteinmatrix schon vorweg erheblich lockerten. Es gingen auch kaum noch Risse durch die Zuschlagkörner hindurch, wie dies bei Raumtemperatur und 300°C beobachtet wurde.

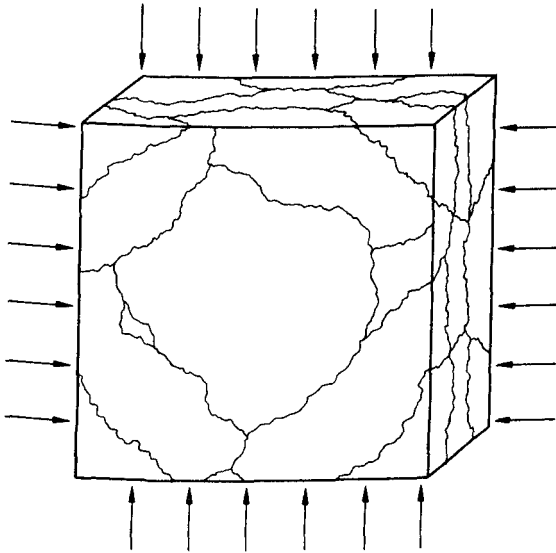


Bild 3.5: Rißverteilung nach symmetrisch zweiaxialer Beanspruchung

3.2.2 Zweiachbiale Hochtemperaturfestigkeit

Die Werte der zweiachbialen Druckfestigkeit bei vorgegebener Temperatur und vorgegebenem Spannungsverhältnis wurden aus den Ergebnissen von jeweils mindestens drei Einzelversuchen gemittelt. Sie werden in der Ebene der beiden aufgebraachten Hauptspannungen dargestellt und auf die einachbiale Probekörperdruckfestigkeit bei Raumtemperatur, R_o , bezogen. (Zur Ermittlung der einachbialen Druckfestigkeit siehe /54/).

Die Druckfestigkeiten werden immer als positive Werte angegeben, da über Zugfestigkeiten nicht berichtet wird und keine Verwechselungsgefahr besteht. Wegen der Symmetrieeigenschaften der beiden aufgebraachten Druckspannungen genügt es, eine Hälfte des Druck-Druck-Quadranten darzustellen. Für jeweils eine Temperatur wurden die bei einem bestimmten Spannungsverhältnis ermittelten Festigkeiten durch eine Bruchgrenzkurve verbunden.

Die vorliegenden Druckfestigkeiten wurden in Versuchen mit Belastungssteigerungen unter einem konstanten Spannungsverhältnis κ erhalten. Bei der Durchführung einer beschränkten Anzahl von Versuchen mit anderen, sequentiellen Belastungspfaden zeigte es sich, daß auch für diese Arten der Laststeigerung die gleichen Festigkeiten erzielt wurden.

An Hand der an den drei Betonen gewonnenen Festigkeitsergebnisse, die auf den Bildern 3.6 - 3.8 dargestellt sind, lassen sich folgende allgemeine Feststellungen treffen:

1. Die Druckfestigkeit von Beton unter zweiachbialer Beanspruchung ist bei allen Spannungsverhältnissen höher als die einachbiale Druckfestigkeit bei gleicher Temperatur. Der Festigkeitszuwachs gegenüber der einachbialen Festigkeit ist schon bei nur geringer Beanspruchung in der zweiten Achse recht deutlich. Dieser stützende Einfluß der Beanspruchung in der zweiten Achse erreicht bei einem bestimmten

Beanspruchungsverhältnis, das mit der Temperatur ansteigt, seine größte Wirksamkeit.

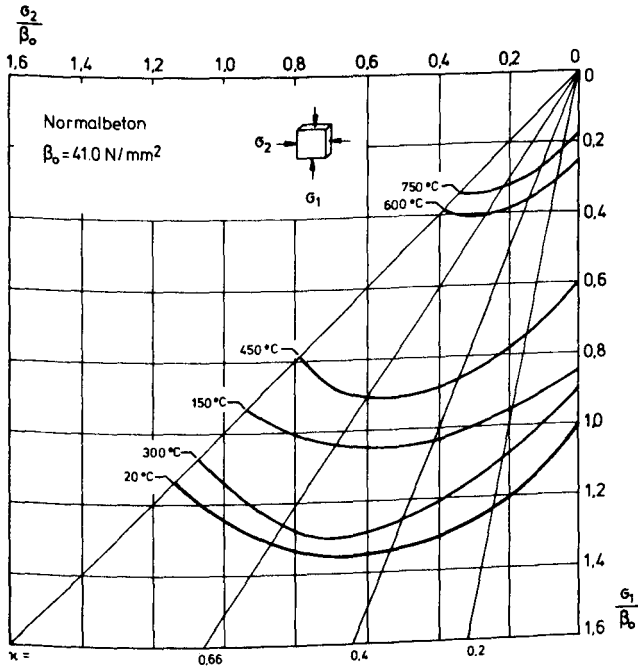


Bild 3.6: Zweiaxiale Hochtemperaturdruckfestigkeit von Normalbeton

2. Die Festigkeitserhöhung bei zweiaxialer Beanspruchung ist bei höheren Temperaturen größer als bei Raumtemperatur. Die Bilder 3.9 - 3.11 verdeutlichen diesen Zusammenhang. Sie zeigen die bei den jeweiligen Prüftemperaturen ermittelten Festigkeitswerte, bezogen auf die jeweilige einaxiale Hochtemperaturfestigkeit. Besonders große Werte erreicht die Festigkeitserhöhung bei Temperaturen über 450°C. Das Maximum der Festigkeit bei zweiaxialer Beanspruchung wird mit steigender Prüftemperatur zu großen Spannungsverhältnissen verschoben. Das bedeutet aber, daß der in der Literatur /43/ angesprochene spaltende Einfluß der seitli-

chen Druckspannung bei hohen Temperaturen seine Wirkung verringert.

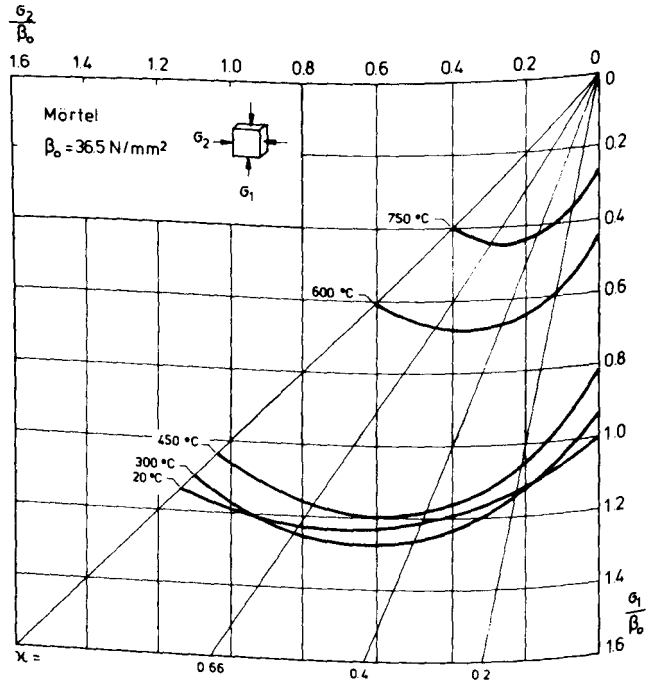


Bild 3.7: Zwei-axiale Hochtemperaturdruckfestigkeit von Mörtel

Die Festigkeitserhöhung bei zwei-axialer Beanspruchung gegenüber ein-axialer Beanspruchung ist bei Normalbeton am größten und beim Leichtbeton am geringsten. Die Ursachen dafür sind im Aufbau und Anteil des Zuschlagkorngerüstes zu sehen. Beim Normalbeton bilden die großen Zuschlagkörner durch ihre hohe Elastizität ein steifes Korngerüst, über das die von außen angreifenden Druckkräfte vorwiegend abgetragen werden. Der Elastizitätsmodul der Leichtzuschläge dagegen ist so klein, daß hier überwiegend die Zementsteinmatrix die Druckkräfte aufnimmt.

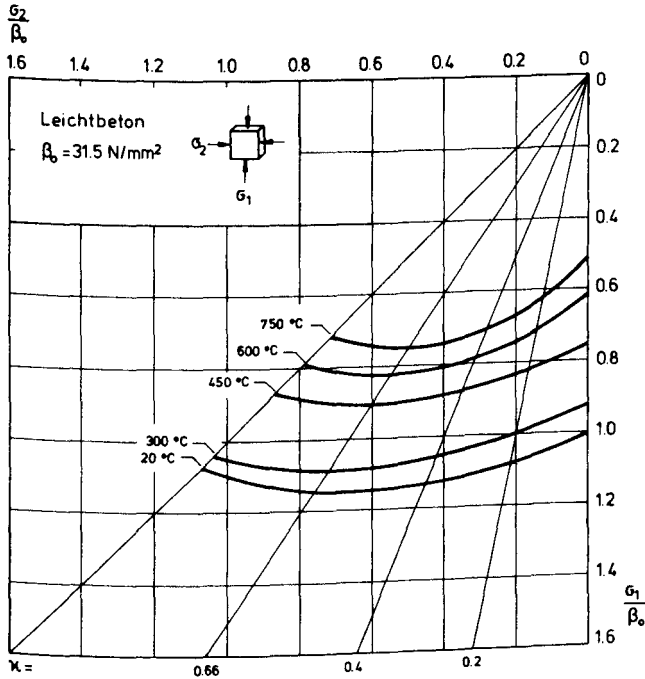


Bild 3.8: Zweiaxiale Hochtemperaturdruckfestigkeit von Leichtbeton

Eine Beanspruchung mechanischer oder thermischer Art führt durch das unterschiedliche Verhalten von Zuschlägen und Zementsteinmatrix im Normalbeton zu großen Rissen, vor allem um die großen Zuschlagkörner herum (siehe z.B. /55/ und /56/). Im Mörtel entstehen kleinere, gleichmäßiger verteilte Risse und im Leichtbeton wird hauptsächlich die Zementsteinmatrix zerstört.

Unter zweiaxialer Druckbeanspruchung wird nun die Ausbreitung von Rissen in einer Ebene behindert, was zu einer Festigkeitserhöhung führt. Besonders wirksam zur Festigkeitserhöhung wird die Druckbeanspruchung in zwei Richtungen dann, wenn die Ausbreitung großer Risse, wie im Normalbeton, behindert werden kann. Beim Leichtbeton ist deshalb nur eine geringe Festigkeitserhöhung festzustellen.

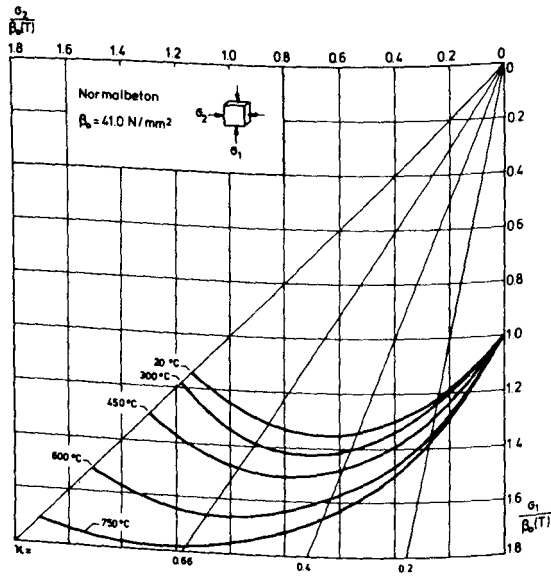


Bild 3.9: Temperaturabhängige Festigkeitserhöhung von Normalbeton bei zweiachialer Druckbeanspruchung

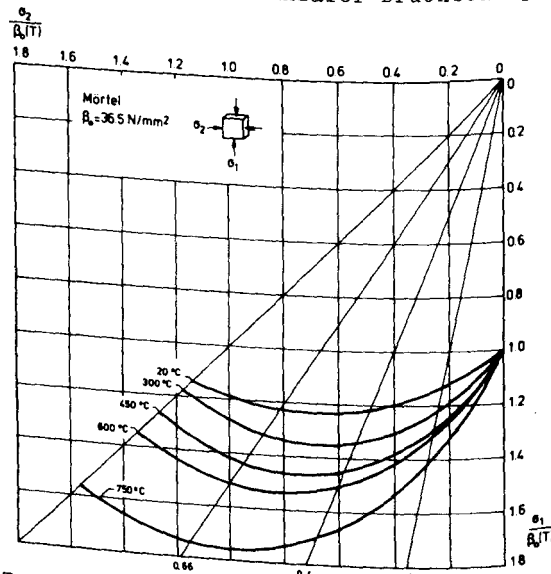


Bild 3.10: Temperaturabhängige Festigkeitserhöhung von Mörtel bei zweiachialer Druckbeanspruchung

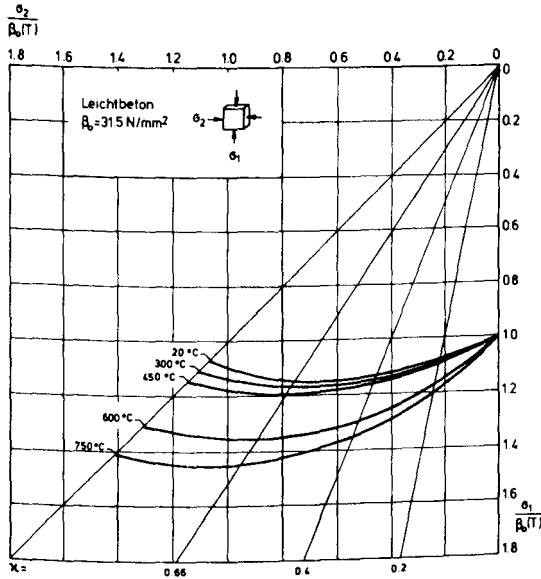


Bild 3.11: Temperaturabhängige Festigkeitserhöhung von Leichtbeton bei zweiachialer Druckbeanspruchung

Die Rolle des Zementgehaltes läßt sich beim Vergleich Normalbeton - Mörtel ersehen. Der höhere Zementgehalt im Mörtel führt zu einer geringeren Festigkeitserhöhung als beim Normalbeton. Der die Räume zwischen den Zuschlagkörnern ausfüllende Zementstein ist verformungswilliger als der quarziti-sche Zuschlag und führt unter Beanspruchung zu einem Ver-halten, wie es isotrop aufgebaute Materialien wie z.B. Zementstein zeigen. Bei diesen wird in der Tat unter zwei-achialem Druck keine Festigkeitserhöhung beobachtet [36,46]. Dies entspricht auch den Beobachtungen, daß Materialien, die sich insgesamt spröde verhalten, nur eine geringe Festig-keitserhöhung unter zweiachialer Druckbeanspruchung zeigen. Technisch amorphe Materialien mit vorwiegend duktilem Ver-halten erfahren dagegen unter zweiachialem Druck größere Festigkeitserhöhungen.

Die kombinierte Wirkung von Zementgehalt, Größtkorn und Elastizitätsmodul des Zuschlags zeigt sich in der Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Temperatur. Der Leichtbeton verliert bis zu etwa 400°C nur wenig von seiner Festigkeit. Erst die thermischen Auswirkungen auf den chemischen Aufbau des Zementsteins führen zu einem schnellen Festigkeitsabfall bei höheren Temperaturen.

Der Festigkeitsverlust bei höheren Temperaturen ist beim Mörtel geringer als beim Normalbeton, da die thermisch verursachten Risse beim Mörtel kleiner ausfallen als beim Beton (siehe Kapitel 4.1).

3.2.3 Druckfestigkeitsverhalten bei 150°C

Bei der Ermittlung der ein- und zwei axialen Druckfestigkeit bei einer konstanten Prüftemperatur von 150°C zeigte es sich, daß die erreichte Festigkeit in besonderem Maß von der Dauer der Temperaturbeanspruchung abhängig ist. Die zu erzielende Festigkeit stieg mit zunehmender Haltezeit an (Bild 3.12) und erreichte nach 25 Stunden Werte, die 27 % über jenen der Festigkeit nach einer Stunde Haltezeit lagen. Eine Verlängerung der Haltezeit über die 25 Stunden hinaus führte zu keiner weiteren Festigkeitserhöhung.

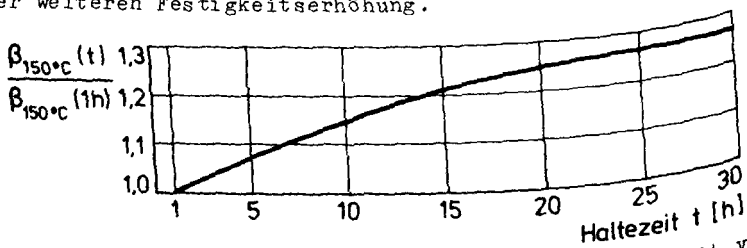


Bild 3.12: Einfluß der Haltezeit auf die Druckfestigkeit von Normalbeton bei 150°C

Als Ursache für das besondere Verhalten von Beton im Temperaturbereich 70–200°C ist das spezifische Ausdampfverhalten des

physikalisch gebundenen Wassers zu sehen.

Aus Ergebnissen von Untersuchungen mit Hilfe der Differential - Thermo - Analyse (DTA) und der Thermogravimetrie ist bekannt, daß, abhängig von Aufheizgeschwindigkeit, Probenform und -größe, der Vorgang der Ausdampfung des physikalisch gebundenen Wassers bei etwa 200°C abgeschlossen ist. Durch den hohen Verdichtungsgrad des Betons wird der durch die Temperaturerhöhung erzwungene Transport von Wasserdampf stark behindert. Wenn aber die Phasenumwandlung des Wassers schneller vor sich geht als die Abwanderung des Dampfes, baut sich ein Dampfdruck im Beton auf und ein neues thermodynamisches Gleichgewicht stellt sich zwischen dem Porenwasser und dem Zwischenschichtwasser im Gel ein, bei dem Wasser aus den Poren in das Gel eingebaut wird. Dieser Zustand ist jedoch instabil, denn sobald Wasser aus der Probe austreten kann, wird entsprechend dem neuen Gleichgewichtszustand das Gel wieder entwässert.

Ein ähnlicher metastabiler Zustand wurde von /57/ beobachtet, der, im Zusammenhang mit der Bestimmung der thermischen Ausdehnung, Zementsteinproben sehr schnell aufheizte und das Einschwingen in ein Gleichgewicht verfolgte.

Beim Durchlaufen solcher metastabiler Zustände kann der Zementstein gravierend an Festigkeit verlieren; den theoretischen Überlegungen von /58/ zufolge existieren zwischen den Gelpartikeln des Zementsteins zwei Arten von Kontaktstellen: Primäre, die fast unabhängig von der Menge des Zwischenschichtwassers sind, sowie sekundäre, die durch Zunahme des Zwischenschichtwassers gelöst werden können. Parallel zur scheinbaren Wärmeausdehnung können daher im metastabilen Zustand sekundäre Kontaktstellen des Zementsteins gelöst werden, wodurch der Zementstein an Festigkeit verliert. Nach der Abgabe des freiwerdenden Wassers an die Umgebung geht die scheinbare Wärmeausdehnung zurück, Wasser wird aus dem Gel in die Poren abgegeben und die sekundären Kontaktstellen tragen

wieder mit zur Festigkeit bei. Durch diese Mechanismen und durch den hohen inneren Porendruck kann es zum frühzeitigen Versagen des Probekörpers kommen.

Erst nach entsprechend langen Temperaturbeanspruchungszeiten, realisiert durch Standzeiten von über 25 Stunden in diesem Temperaturbereich oder durch geringe Aufheizgeschwindigkeiten von etwa 10 K/h, sind die Entwässerungsvorgänge des physikalisch gebundenen Wassers abgeschlossen. Das Erreichen der Gewichtskonstanz bei Probekörperwägungen in diesem Temperaturbereich zeigt diese Tatsache (Gewichtsverlust bei $150^{\circ}\text{C} = 3\%$ vom Ausgangsgewicht). Die nach Abschluß der Entwässerungsvorgänge festzustellenden Eigenschaften von Beton können dann exakt der Prüftemperatur zugeordnet werden.

Zur Absicherung der eben genannten Schlußfolgerungen wurden deshalb Versuche mit Standzeiten zwischen 1 h und 25 h im Temperaturbereich von 70°C bis 200°C durchgeführt. Daraus ergeben sich Temperaturbeanspruchungszeiten (bei einer Aufheizgeschwindigkeit von 2 K/min) von etwa 2 h bis 26 h.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in die Bilder 3.13 bis 3.25 eingetragen, die den Verlauf der einaxialen Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur darstellen.

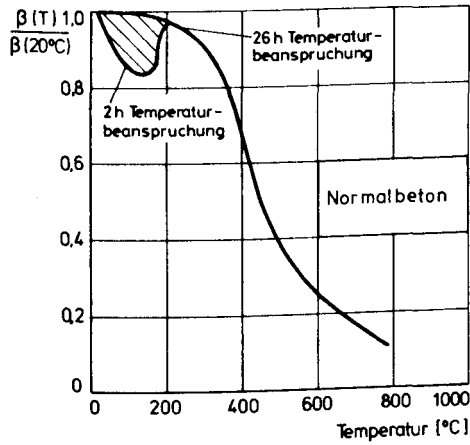


Bild 3.13: Einaxiale Druckfestigkeit von Normalbeton in Abhängigkeit von Prüftemperatur und Temperaturbeanspruchungszeit

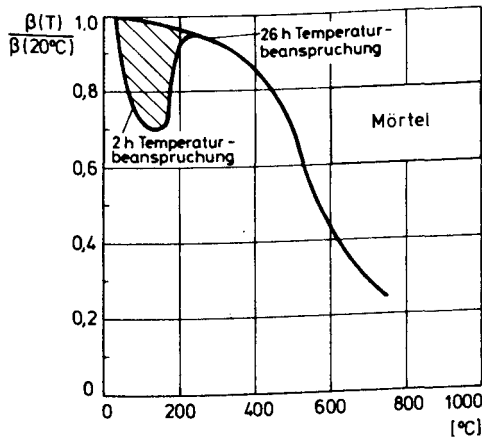


Bild 3.14: Einaxiale Druckfestigkeit von Mörtel in Abhängigkeit von Prüftemperatur und Temperaturbeanspruchungszeit

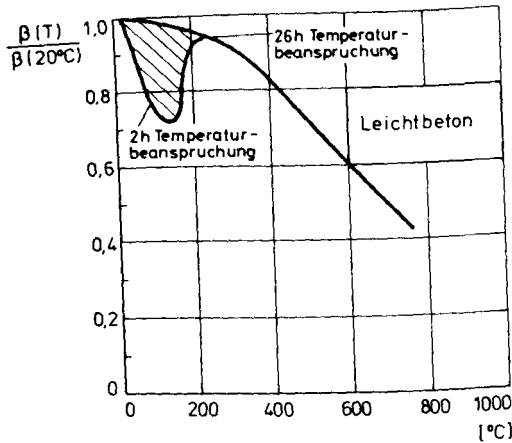


Bild 3.15: Binaxiale Druckfestigkeit von Leichtbeton in Abhängigkeit von Prüftemperatur und Temperaturbeanspruchungszeit

Die gestrichelten Flächen geben den von der Temperaturbeanspruchungszeit abhängigen Festigkeitsbereich an, der allerdings nur für die hier untersuchten luftgelagerten Betone gilt. Andere Festigkeitsergebnisse sind von Untersuchungen mit Probekörpern zu erwarten, die eine andere Geometrie haben (z.B. Würfel) oder die aufgrund einer anderen Lagerung (z.B. Wasserlagerung) einen anderen Feuchtegehalt haben.

Die Temperaturabhängigkeit der Druckfestigkeit erhält also im Temperaturbereich von 30 – 250°C durch den unterschiedlichen Versuchsablauf einen ebenfalls unterschiedlichen Verlauf. Das bei manchen Versuchen beobachtete Festigkeitsloch bei 150°C ist demnach nur eine Folge zu kurzer Temperaturbeanspruchung.

Die Auswirkungen unterschiedlich langer Haltezeiten (bei gleichen Aufheizgeschwindigkeiten von 2 K/min) auf das binaxiale Druckfestigkeitsverhalten bei 150°C sind auf den Bildern 3.16 bis 3.18 gezeigt. Die binaxialen Druckfestigkeiten sind hier auf die einaxialen 150°C-Festigkeitswerte nach der jeweiligen Standzeit bezogen.

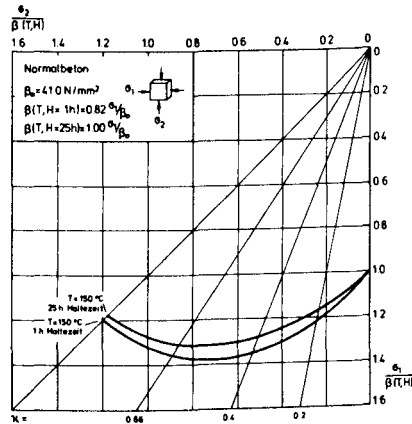


Bild 3.16: Einfluß der Haltezeit auf die zweiaxiale Druckfestigkeit von Normalbeton bei 150°C

Wie schon oben gezeigt, ist die einaxiale 150°C-Festigkeit des Normalbetons nach 25 h Haltezeit etwa 27% höher als nach 1 h Haltezeit. Die jeweils nach den zwei unterschiedlich langen Standzeiten ermittelten zweiaxialen Bruchgrenzkurven zeigen für die drei Betone einen recht unterschiedlichen Verlauf. Für den Normalbeton differieren die relativen Festigkeitserhöhungen nach beiden Standzeiten nur wenig. Beim Mörtel und dem Leichtbeton dagegen gibt es recht deutliche Unterschiede: die Festigkeitserhöhungen sind nach 1 h Haltezeit erheblich größer als nach 25 h Haltezeit. Zu erklären ist der unterschiedliche Verlauf der beiden Kurven damit, daß der zweiaxiale äußere Druck einen stützenden Gegendruck gegen den inneren, strukturzerstörenden Druck bewirkt. Beim Normalbeton ist die Differenz zwischen den beiden Kurven nicht so groß, da der innere Druck nicht so groß wird. Der Dampf wird leicht durch die großen Risse abgeleitet. Außerdem werden beim Normalbeton die Lasten in geringerem Umfang durch den Zementstein abgetragen als beim Leichtbeton und beim Mörtel, sodaß Festigkeitsminderungen des Zementsteins auch die Festigkeit von Normalbeton weniger stark beeinflussen als die Festigkeit von Leichtbeton und Mörtel.

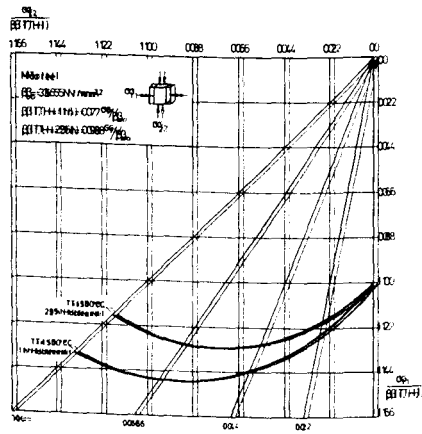


Bild 3..117:: Einfluß der Haltezeit auf die zweistaxiale Druckfestigkeit vom Mörtel bei 150°C

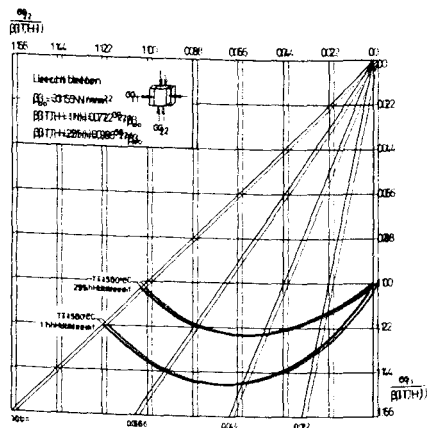


Bild 3..118:: Einfluß der Haltezeit auf die zweistaxiale Druckfestigkeit vom Leichtbeton bei 150°C

3.2.4 Bruchgrenzkurven

- Bedeutung der Bruchgrenzkurven

Die bei jeweils einer Temperatur und einem bestimmten Spannungsverhältnis ermittelten Bruchspannungen $\sigma_{1,u}$ und $\sigma_{2,u}$ lassen sich in der Ebene der Hauptspannungen durch eine Bruchgrenzkurve $\sigma_{2,u}(T) = f(\sigma_{1,u}, T)$ verbinden. Die Fläche, die durch die Bruchgrenzkurve und die Hauptspannungsachsen begrenzt wird, ist der Bereich, in dem der Probekörper im Kurzzeitversuch unter allen zweiaxialen Druckspannungsverhältnissen nicht versagt; die Bruchgrenzkurve selbst stellt den Grenzzustand dar. Die Lastkombinationen außerhalb der Bruchgrenzkurve führen dagegen zum Bruch der Betonprobekörper.

Die Antwort auf die Frage, wann ein zweiaxial auf Druck beanspruchter Beton bei einer Laststeigerung auf einem bestimmten Belastungspfad versagt, wann also die Bruchgrenzkurve erreicht wird, interessiert sowohl für praktische Experimente als auch für rechnerische Verfahren. Konkret bedeutet das, daß bei einer bestimmten Temperatur für eine vorgegebene Spannung σ_1 gerade die maximale Spannung σ_2 gesucht wird, bei der noch kein Versagen eintritt:

$$\sigma_1(T) \leq \sigma_{1,u}(T) \quad \text{bzw.} \quad \frac{\sigma_1(T)}{\beta_0} \leq \frac{\sigma_{1,u}(T)}{\beta_0} \quad (3.1)$$

- Analytische Formulierung der Bruchgrenzkurven

Zur analytischen Formulierung der Bruchgrenzkurven, die beispielsweise für die Kurven des Normalbetons in der auf Bild 3.6 dargestellten Form durchgeführt wird, wird die folgende Gleichung benutzt:

$$\frac{\sigma_{1,u}}{\beta_0} = a(T) \left(\frac{\sigma_{2,u}}{\beta_0} \right)^2 + b(T) \frac{\sigma_{2,u}}{\beta_0} + c(T) \quad (3.2)$$

mit den Randbedingungen:

$$\sigma \approx \frac{\sigma_2(\tau)}{\beta_0} \approx \frac{\sigma_{2,\max}(\tau)}{\beta_0} \quad (3.3)$$

Die durch diese Gleichung beschriebenen und mittels einer linearen Interpolation (quadratisches Polynom) ermittelten Kurvenverläufe sind auf Bild 3.19 dargestellt.

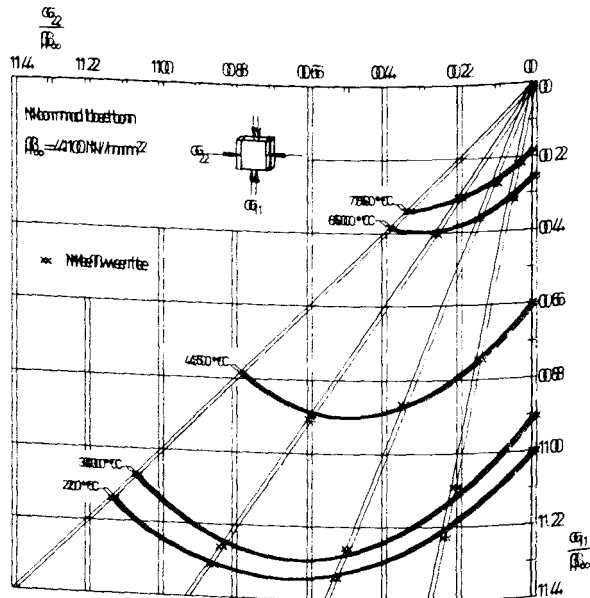


Bild 3.19: Darstellung der Funktion der Bruchgrenzkurven des Normalbetons

Die Koeffizienten a , b und c der Funktionen der Bruchgrenzkurven sind auf Tabelle 3 angegeben und graphisch auf Bild 3.20 dargestellt. Nach Einsetzen der entsprechenden Koeffizienten in Gleichung 2 ist es also möglich, für Temperaturen bis zu 750°C anzugeben, bei welchen maximalen Spannungen der Normalbeton versagt.

Tabelle 3.2 Koeffizienten der Bruchgrenzkurvenfunktion

| T [°C] | a | b | c |
|--------|---------|-------|-------|
| 20 | - 0,820 | 1,058 | 1,000 |
| 300 | - 1,050 | 1,283 | 0,900 |
| 450 | - 1,254 | 1,209 | 0,600 |
| 600 | - 1,801 | 1,026 | 0,250 |
| 750 | - 1,383 | 0,941 | 0,180 |

Bereiche außerhalb der durch die Bruchgrenzkurven, die Hauptspannungsachse σ_1 und die Symmetrielinie begrenzten Fläche werden dadurch angezeigt, daß der berechnete Wert $\sigma_{2,u}/\beta_0$ größer als der eingegebene Wert $\sigma_{1,u}/\beta_0$ ist.

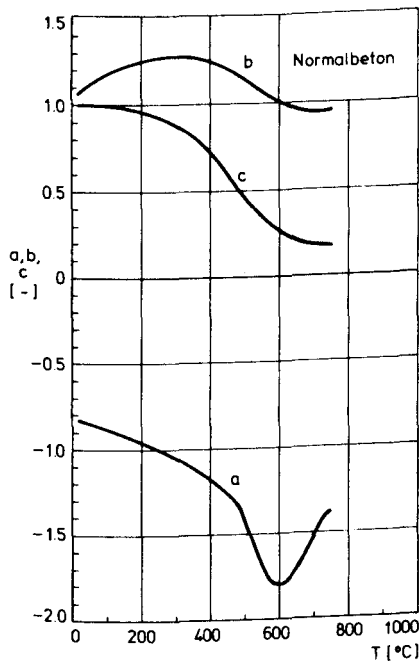


Bild 3.20: Verlauf der Koeffizienten der Bruchgrenzkurvenfunktion des Normalbetons

3.3 Ergebnisse der Untersuchungen zum Verformungs- und Relaxationsverhalten

Die Verwendung der Belastungsbürsten erlaubt die Eintragung einer in Richtung der Hauptachsen der Scheibenebene wirkenden Belastung ohne gleichzeitige Behinderung der Verformungen der Querrichtungen. Dadurch wird in der Scheibenebene ein ebenes und gleichmäßiges Spannungsfeld erzeugt, das einen zu den Hauptspannungen gleichgerichteten Verformungszustand verursacht.

Die Anordnung von jeweils zwei Meßstrecken auf beiden freien Probekörperoberflächen (siehe /54/, dort Bild 9) erlaubt die Messung der Verformung während der gesamten Aufheiz- und Belastungsphase. Durch die Länge der Meßstrecken, je 14 cm zur Bestimmung von ϵ_1 und ϵ_2 und 5 cm zur Bestimmung von ϵ_3 , werden mittlere Betonverformungen gemessen, die örtliche, durch den inhomogenen Stoffaufbau bedingte Störungen nicht wirksam werden lassen.

3.3.1 Verformungen bei stationären Temperaturen

- Dehnungen in den Hauptachsen

Die nach dem auf Bild 3.1 gezeigten Verfahren ermittelten lastabhängigen Dehnungen ϵ_1 , ϵ_2 und ϵ_3 bei konstanten Temperaturen sind für drei Spannungsverhältnisse auf den Bildern 3.21 bis 3.23 dargestellt. Die Dehnungen hängen in ihrer Größe von Belastungsgrad, von Spannungsverhältnis und Temperatur ab.

Die Dehnungen in allen drei Achsrichtungen nehmen mit steigender Last zu und zeigen bei hohen Belastungsgraden eine

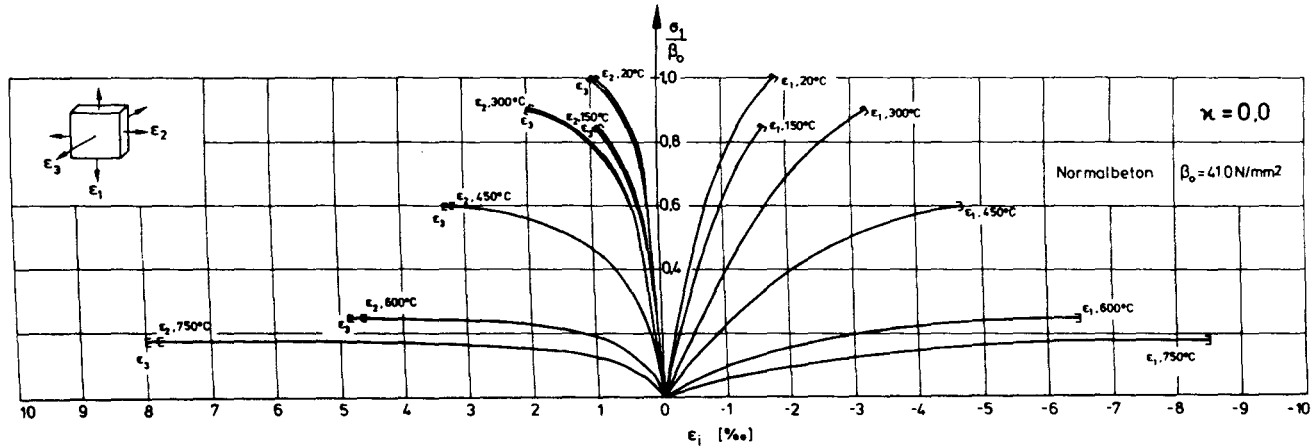


Bild 3.21: Spannungs-Dehnungsbeziehungen eines Normalbetons; $\kappa = 0,0$

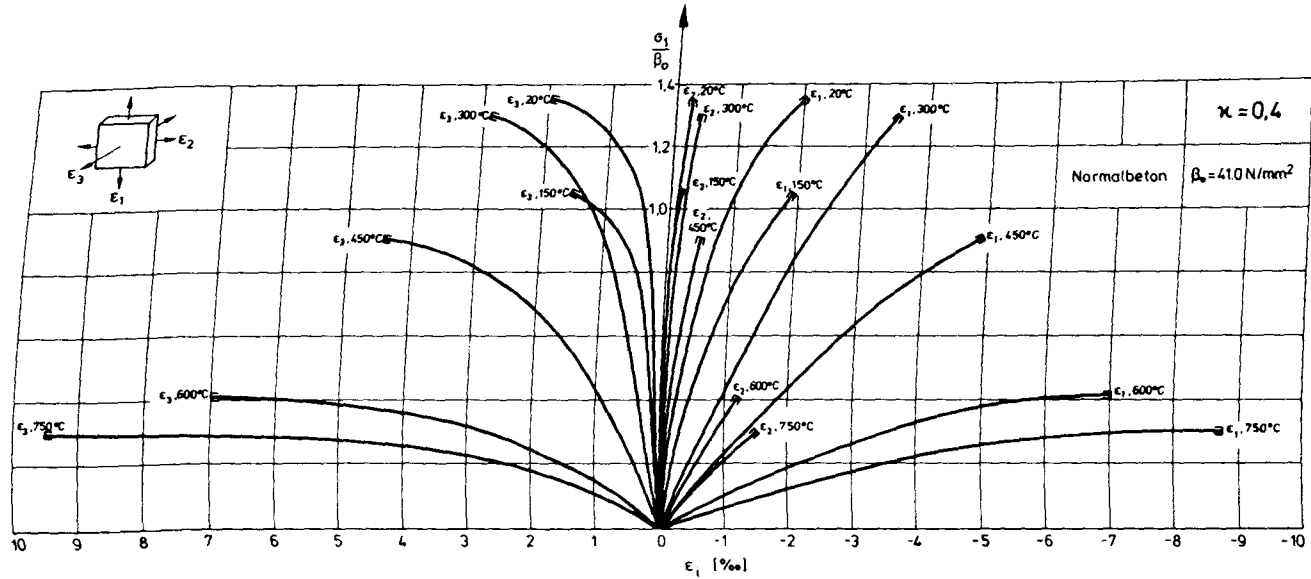


Bild 3.22: Spannungs-Dehnungsbeziehungen eines Normalbetons; $\kappa = 0,4$

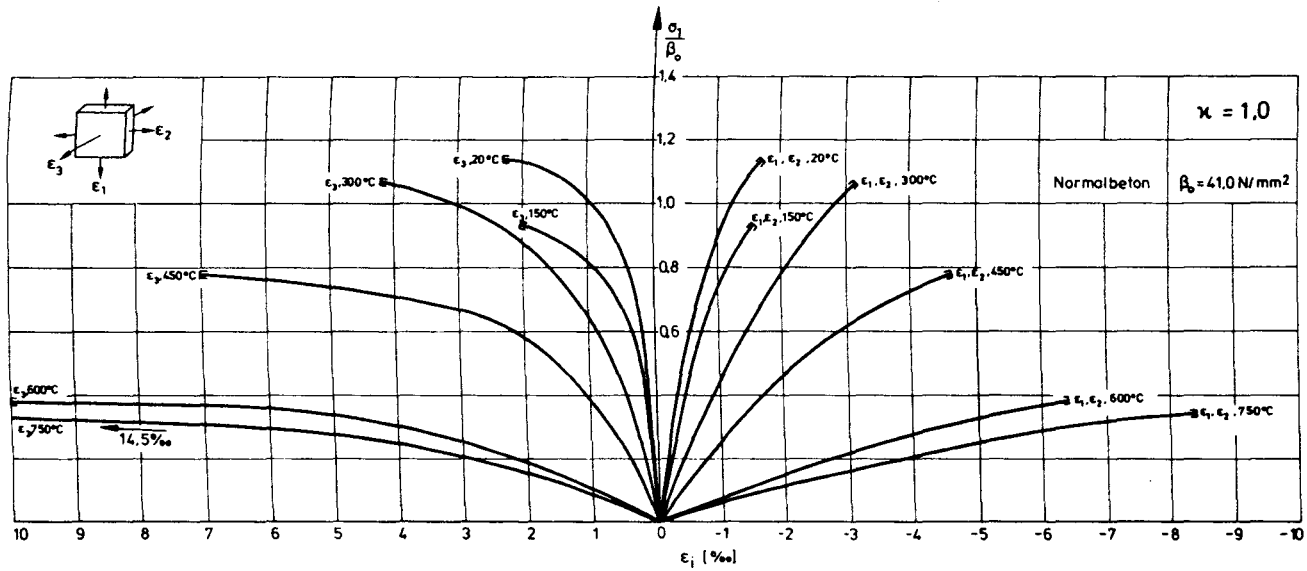


Bild 3.23: Spannungs-Dehnungsbeziehungen eines Normalbetons; $\kappa = 1,0$

nichtlineare Abhängigkeit zur größten Hauptspannung, was auf einen hohen Anteil plastischer Verformungen hinweist.

Der Verlauf der $\sigma_1 - \epsilon_1$ - Kurven zeigt für gleiche Temperaturen nur eine geringe Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis. In dieser am stärksten belasteten Achse ergeben sich maximale Dehnungen für ein Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 0,5$. Der Einfluß des Spannungsverhältnisses auf den $\sigma_1 - \epsilon_2$ - Verlauf ist dagegen groß: ϵ_2 verändert sich bei steigenden Beanspruchungsverhältnissen von positiven Werten (Querdehnung bei einaxialer Beanspruchung) zu maximalen negativen Dehnungen (Stauchungen) im symmetrisch zweiaxialen Fall.

Die Dehnungen in der unbelasteten Achse, ϵ_3 , erreichen unter dem Einfluß von hohen Temperaturen und großem Spannungsverhältnis extrem große Werte, die neben elastischen und plastischen Verformungen aus der Querdehnung einen Verformungsanteil aufweisen, der durch die Rißaufweitungen senkrecht zu den Belastungsrichtungen entsteht. Die maximalen Verformungen in der lastfreien Achse ergeben sich deswegen auch bei dem Belastungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1,0$.

Bei höheren Temperaturen verlaufen die Spannungs-Dehnungskurven flacher, d.h., niedrige Beanspruchungen führen bereits zu großen Verformungen. Das bei Raumtemperatur bekannte spröde Bruchverhalten des Betons verändert sich und führt zu einem weichen Versagen. Die Verformungsgeschwindigkeiten werden bei Temperaturen über 450°C sehr groß, so daß die Angabe eines exakten Versagenspunktes schwierig wird.

Der Verlauf der Spannungs-Dehnungskurven zeigt für zunehmende Temperaturen (Ausnahme 150°C, siehe Kapitel 3.2.3) den Abfall der Festigkeit bei allen Spannungsverhältnissen an (siehe auch die Bilder 3.6 und 3.13). Die kleiner werdenden Steigungen der Spannungs-Dehnungskurven im Ursprung bedeuten die Abnahme des Elastizitätsmoduls unter dem Einfluß höherer Tempe-

raturen. Die Bruchdehnungen in allen drei Achsen werden mit steigenden Temperaturen zu größeren Werten hin verschoben; eine besonders große Zunahme der Verformungen wird ab 450°C beobachtet. Die Bilder 3.24 bis 3.26, auf denen die Bruchdehnungen des Normalbetons in Abhängigkeit von Temperatur und Spannungsverhältnis zusammengefaßt sind, verdeutlichen diese Zusammenhänge noch einmal.

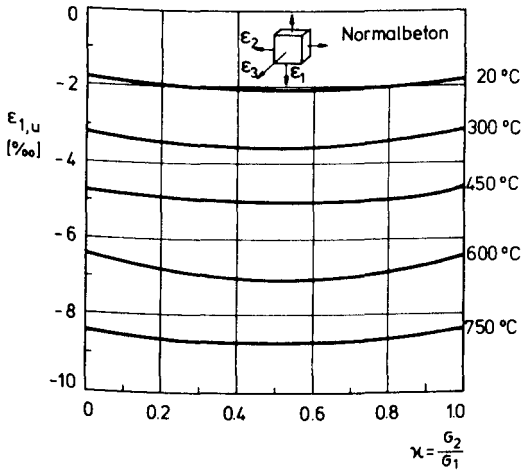


Bild 3.24: Abhängigkeit der Bruchdehnung $\epsilon_{1,u}$ von Temperatur und Spannungsverhältnis

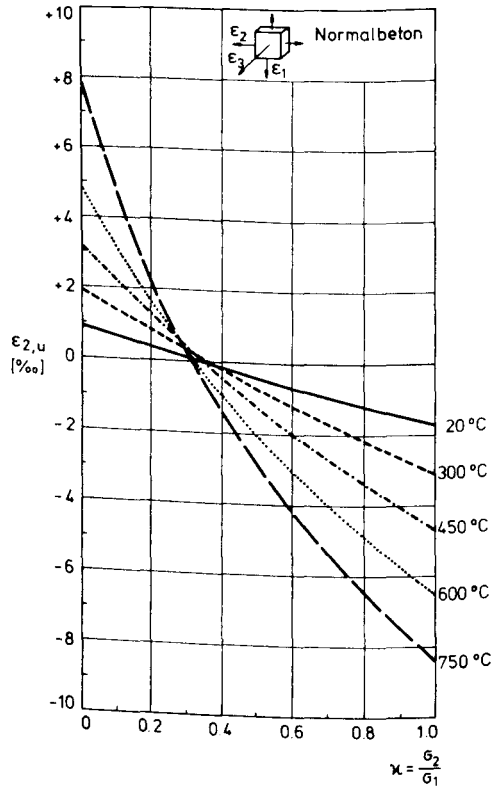


Bild 3.25: Abhängigkeit der Bruchdehnung $\epsilon_{2,u}$ von Temperatur und Spannungsverhältnis

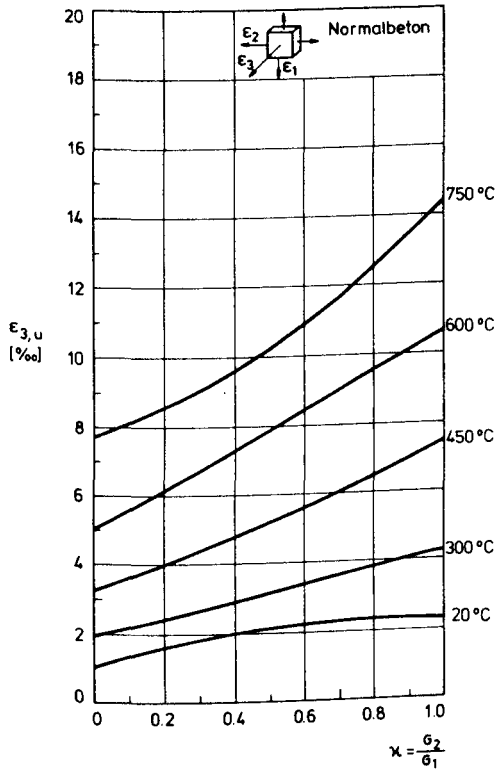


Bild 3.26: Abhängigkeit der Bruchdehnung $\epsilon_{3,u}$ von Temperatur und Spannungsverhältnis

Zur analytischen Formulierung der auf den Bildern 3.21 bis 3.23 dargestellten Verformungen wurde ein Ansatz der Form

$$\frac{\sigma_i}{\beta_0} = a(\kappa, T) \epsilon_i^3 + b(\kappa, T) \epsilon_i^2 + c(\kappa, T) \epsilon_i + d(\kappa, T), \quad i=1,2,3 \quad (3.4)$$

mit den Randbedingungen

$$\frac{\sigma_2}{\beta_0} \leq \frac{\sigma_1}{\beta_0} \leq \frac{\sigma_{\max}}{\beta_0} \quad (3.5)$$

gewählt.

Die Koeffizienten a, b und c der Gleichung (3.4) für verschiedene Belastungsverhältnisse und Temperaturen sind auf Tabelle 3.3 dargestellt.

Tabelle 3.3: Koeffizienten der Spannungs-Dehnungskurvenfunktion

| | | | 20 °C | 300 °C | 450 °C | 600 °C | 750 °C |
|----------------|--------------|---|-----------|------------|-------------|-------------|-------------|
| $\kappa = 0,0$ | ϵ_1 | a | - 0,08858 | + 0,04689 | - 0,001599 | - 0,001030 | - 0,0002719 |
| | | b | - 0,4948 | - 0,02877 | - 0,03523 | - 0,01805 | - 0,007039 |
| | | c | - 1,1578 | - 0,4195 | - 0,2575 | - 0,1112 | - 0,06057 |
| | ϵ_2 | a | 4,3875 | 0,4928 | 0,06236 | 0,008370 | 0,002373 |
| | | b | - 7,9845 | - 1,7997 | - 0,3960 | - 0,08130 | - 0,03178 |
| | | c | 4,6924 | 2,1074 | 0,8194 | 0,2498 | 0,1323 |
| $\kappa = 0,4$ | ϵ_1 | a | - 0,1581 | + 0,004333 | + 0,0009294 | + 0,0004350 | + 0,0002217 |
| | | b | - 0,8609 | - 0,008852 | - 0,006308 | - 0,002869 | - 0,001842 |
| | | c | - 1,7587 | - 0,4551 | - 0,2385 | - 0,1007 | - 0,06621 |
| | ϵ_2 | a | -246,9766 | - 2,8837 | - 2,5841 | - 0,09491 | - 4,3002 |
| | | b | -118,8510 | - 9,6364 | - 4,0475 | - 0,2000 | -10,7606 |
| | | c | - 19,9497 | - 6,6424 | - 3,1993 | - 0,4450 | - 6,6654 |
| | ϵ_3 | a | 1,4322 | 0,06412 | 0,009861 | 0,0009725 | 0,0007275 |
| | | b | - 4,6496 | - 0,4870 | - 0,1198 | - 0,02018 | - 0,01583 |
| | | c | 4,3134 | 1,3209 | 0,5423 | 0,1522 | 0,1164 |
| $\kappa = 1,0$ | ϵ_1 | a | - 0,1271 | - 0,007105 | - 0,001197 | - 0,0001855 | - 0,0002636 |
| | | b | - 0,6790 | - 0,08125 | - 0,03202 | - 0,002322 | - 0,0005935 |
| | | c | - 1,4529 | - 0,5248 | - 0,2909 | - 0,08164 | - 0,05403 |
| | ϵ_2 | a | 0,8935 | 0,03357 | 0,006387 | 0,0003645 | 0,0003455 |
| | | b | 3,2790 | - 0,2996 | - 0,09287 | - 0,01126 | - 0,009598 |
| | | c | 3,3366 | 0,9223 | 0,4499 | 0,1138 | 0,09386 |

Volumenverformungen

Die Volumenänderungskurven geben wichtige Hinweise auf Vorgänge struktureller Art, die das Verhalten von Beton bei Druckbeanspruchung beeinflussen.

Die Volumenänderungen wurden nach folgender Formel berechnet (siehe /59/):

$$\epsilon_V = \frac{\Delta V}{V} = \frac{(a_1 + \Delta a_1) \cdot (a_2 + \Delta a_2) \cdot (a_3 + \Delta a_3)}{a_1 \cdot a_2 \cdot a_3} (\approx \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3) \quad (3.6)$$

Um den Einfluß der mechanischen Beanspruchung darzustellen, wurde die Änderung der Volumina auf das Volumen nach Aufheizung bezogen. (Die Volumenänderungen bei thermischer Beanspruchung sind auf den Bildern 3.38 und 3.39 dargestellt.) Der Verlauf der Kurven (Bilder 3.27 bis 3.29) zeigt, daß sich nach Aufbringen der mechanischen Beanspruchung das Volumen der Probekörper zunächst verkleinert.

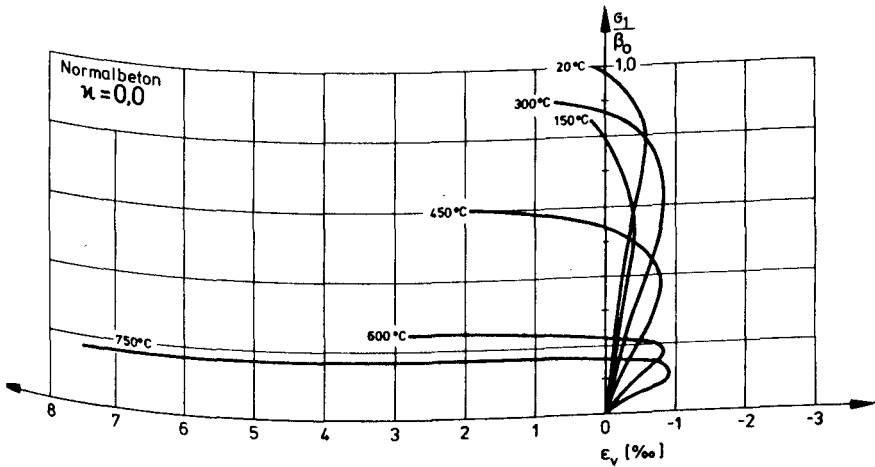


Bild 3.27: Lastabhängige Volumendehnungen bei konstanten Temperaturen; $\kappa = 0,0$

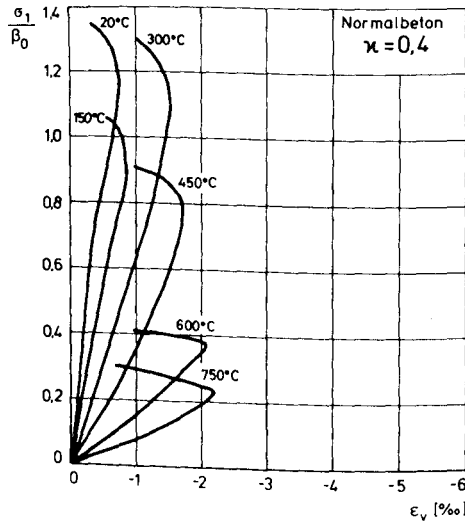


Bild 3.28: Lastabhängige Volumendehnungen bei konstanten Temperaturen; $\kappa = 0,4$

Bei Raumtemperatur und kleinen Belastungsgraden besteht ein fast linearer Zusammenhang zwischen aufgebrachter Spannung und Volumenänderung. Das Volumen nimmt mit steigendem Belastungsgrad rasch ab und erreicht in Abhängigkeit von der Temperatur und dem Spannungsverhältnis ein Minimum. Diese anfängliche Volumenabnahme resultiert aus einer Verdichtung des Materials durch das Schließen von Mikrorissen, die bei der Erhärtung des Zementsteins entstanden. Besonders deutlich wird dieser Zusammenhang dadurch, daß die Volumenverringierungen bei zweiachsialer Beanspruchung größer sind als bei einachsialer Beanspruchung. Neben dem Effekt des Risseschließens kommt bei der zweiachsialen Beanspruchung der Effekt der weitgehenden Verhinderung von lastinduzierten Rissen hinzu.

Durch weitere Erhöhung der Beanspruchung ergeben sich durch

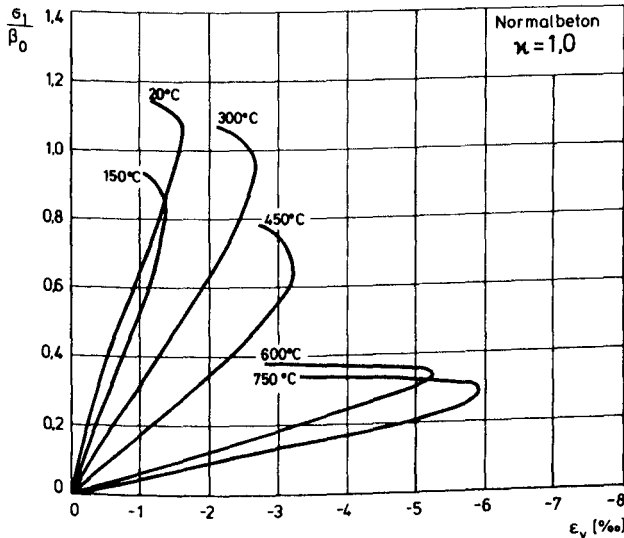


Bild 3.29: Lastabhängige Volumendehnungen bei konstanten Temperaturen; $\kappa = 1,0$

die Neubildung von Mikrorissen Schädigungen des Gefüges, die zu einer Volumenzunahme führen. Der Einfluß der Beanspruchung in zwei Achsen wird auch hier deutlich: das Volumen bleibt bei zweiachsender Beanspruchung geringer als bei einaxialer Beanspruchung, da sich im einaxialen Fall größere Risse in zwei Querrichtungen bilden können, während im zweiachsenden Fall nur eine Richtung zur Bildung von Rissen frei ist.

Bei höheren Temperaturen wird der eben geschilderte Mechanismus der Gefügeverdichtung und Gefügeauflockerung bei mechanischer Beanspruchung noch deutlicher. Durch die vorherige Aufheizung des Probekörpers auf die Prüftemperatur haben sich in Abhängigkeit von der Temperatur Risse zwischen Zuschlag und Zementstein und in der Zementsteinmatrix gebildet, die ihre Ursache im unterschiedlichen thermischen Ausdehnungsverhalten der beiden Komponenten Zuschlag und Zementstein haben. Bei der darauf folgenden mechanischen Beanspruchung werden

die thermisch erzeugten Risse in Richtung der Belastung geschlossen, gleichzeitig werden jedoch auch schon bei nur geringen Belastungsgraden neue Risse gebildet, da das Gefüge schon vorgeschädigt ist. Anfangs überwiegt der erste Effekt, so daß eine Volumenabnahme zu beobachten ist.

Besonders bei hohen Temperaturen macht sich die Beanspruchung in der zweiten Achse bei den Volumenänderungen bemerkbar. Die thermisch erzeugten Risse werden in der Ebene der aufgetragten Spannungen geschlossen, ohne daß sich neue Risse senkrecht dazu bilden können. Dieser Effekt tritt bei symmetrischer zweiachsender Beanspruchung am deutlichsten hervor, d.h. hier ist eine besonders starke Volumenabnahme zu beobachten. Im einaxialen Fall dagegen kommt es wegen der unbehinderten Rißausbreitung in zwei Richtungen bei hohen Temperaturen immer zu einer Volumenzunahme gegenüber dem Ausgangsvolumen.

Insgesamt ergeben sich für die Volumenänderungen bei Aufheizung und Belastung wegen der großen Werte der thermischen Dehnung immer Volumenvergrößerungen. So nimmt beispielsweise das Volumen eines auf 600°C aufgeheizten Probekörpers um rund 18% zu. Eine symmetrisch zweiachsende Beanspruchung führt zwar dann zu einer maximalen, auf dieses Volumen bezogene Volumenabnahme um 5,2%, doch bleibt eine Volumenerhöhung um 12,7%, bezogen auf das Ausgangsvolumen, bestehen.

• Querdehnnzahlen

Im Bereich der Gültigkeit elastischer Beziehungen ist die bei einer Beanspruchung feststellbare Querdehnung der gleichzeitig auftretenden Längsverformung proportional. Der absolute Betrag des Quotienten dieser beiden Größen wird als Querdehnnzahl definiert.

In Anlehnung an diese Definition werden für den ein- und zweiaxialen Beanspruchungsfall der absolute Betrag des Quotienten von Dehnung in unbelasteter Achse (ϵ_3) und Dehnung in der am stärksten belasteten Achse (ϵ_1) betrachtet und als Querdehnzahl bezeichnet.

Der Verlauf der Querdehnzahl bei zunehmender einaxialer Beanspruchung ist für verschiedene Temperaturen auf Bild 3.30 aufgetragen.

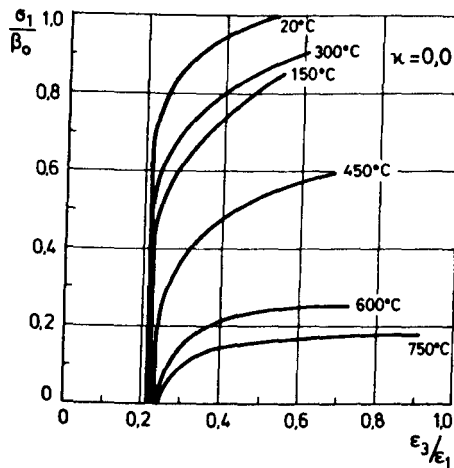


Bild 3.30: Querdehnzahlen in Abhängigkeit vom Belastungsgrad

Die bei 20°C ermittelte Querdehnzahl ist bis zu etwa 70 % der Bruchfestigkeit konstant. Oberhalb von 70 % vergrößert sich die Querdehnzahl mit zunehmender Beanspruchung: die Plastifizierung des Materials durch mechanisch erzeugte Risse schreitet schnell fort. Der Verlauf der Querdehnzahlen bei hohen Temperaturen zeigt, daß der Bereich konstanter Werte kleiner, der absolute Betrag jedoch sehr groß wird. Der Beton ist in seinem Verhalten plastischer geworden. Die Dehnungen in den unbelasteten Achsen wachsen bei zunehmender Beanspruchung überproportional gegenüber der Stauchung in der belasteten Achse an. Verhältnisswerte von größer 0,5 zeigen, daß der Gültigkeitsbereich elastischer Beziehungen verlassen wurde.

Der temperaturabhängige Verlauf der bei $0,3 \beta_0$ gemessenen Querdehnzahlen unter einaxialer Beanspruchung ist auf Bild 3.31 dargestellt: Mit zunehmender Temperatur vergrößert sich die Querdehnzahl leicht. Bei höheren Temperaturen wird also die Dehnung in der unbelasteten Achse erleichtert.

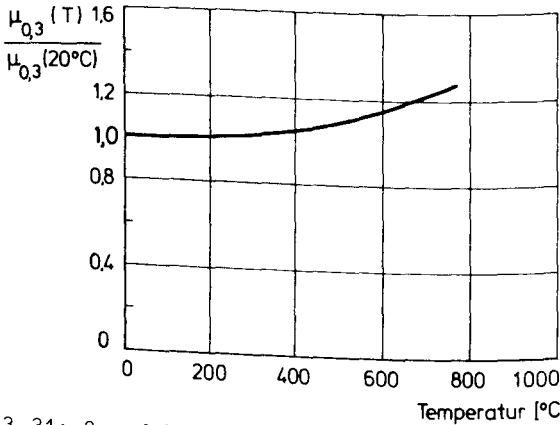


Bild 3.31: Querdehnzahlen in Abhängigkeit von der Temperatur

Noch erheblich deutlicher wird dieses Verhalten bei zweiachialer Beanspruchung. Gegenüber der einaxialen Beanspruchung wird die Dehnung in der unbelasteten Achse durch die zusätzliche Beanspruchung in der zweiten Achse verstärkt. Der Proportionalbereich wird sehr schnell verlassen, und die Querdehnzahl erreicht sehr große Werte.

• Arbeitsvermögen

Unter Arbeitsvermögen wird hier die im Druckversuch dem Beton pro Masseneinheit zugeführte Energie verstanden. Zur Bestimmung des Arbeitsvermögens wird aus den Belastungs - Verformungs - Kurven durch Integration die am Beton geleistete Verformungsarbeit bis zum Versagen ermittelt:

Bibl.d.TU.

$$A = \int_{s=0}^{s=s_u} F \, ds \quad (3.7)$$

Bei zweiaxialer Beanspruchung werden die Verformungsarbeiten der einzelnen Belastungskräfte zu einem zweiaxialen Arbeitsvermögen summiert.

Bild 3.32 zeigt die Abhängigkeit des Arbeitsvermögens von der Temperatur und dem Belastungsverhältnis. Das Arbeitsvermögen nimmt mit steigender Temperatur bis knapp über 100°C ab, erreicht bei etwa 400°C ein Maximum und geht danach wieder auf seinen Ausgangswert zurück.

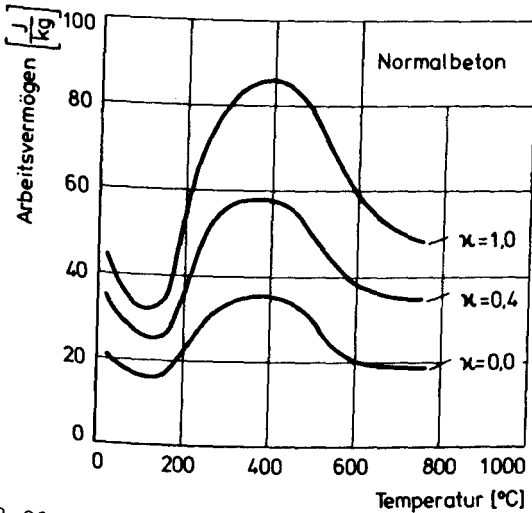


Bild 3.32: Arbeitsvermögen von Normalbeton

Das Minimum bei knapp über 100°C steht in Zusammenhang mit dem in Kap. 3.2.3 diskutierten Festigkeitsloch in diesem Temperaturbereich. Das geringe Arbeitsvermögen muß auch als Ursache für das frühe Versagen der Probekörper ($T_{krit} = 125^\circ\text{C}$) bei den instationären Hochtemperaturkriechversuchen gesehen werden, wenn die Probekörper mit etwa 80 % der Kurzzeitbruchlast bei Raumtemperatur belastet waren (siehe 3.3.2).

Nur wenig kleinere Belastungshöhen führten dagegen zum Versagen der Probekörper bei Temperaturen um 800°C.

Die erhebliche Zunahme des Arbeitsvermögens bis zu 400°C hat wichtige Auswirkungen in praktischer Hinsicht: Die hierdurch ausgedrückte hohe Verformungsfähigkeit und hohe Belastbarkeit des Betons bewirkt, daß Beton bei Druckbeanspruchung und unter hohen Temperaturen duktil versagt.

3.3.2 Verformungen bei instationären Temperaturen

• Gesamtverformungen

Zur Ermittlung des Verformungsverhaltens unter instationärer Temperaturbeanspruchung dienen Versuche, bei denen die Verformungen von Probekörpern gemessen werden, die bei Aufheizung konstant ein- oder zweiachial belastet werden. Bei diesen instationären Hochtemperaturkriechversuchen werden während der Aufheizzeit die Gesamtverformungen unter unterschiedlichen Belastungshöhen und einem vorgegebenen Temperaturanstieg gemessen. Aus dem Verlauf der Gesamtverformungen, die aus elastischer und thermischer Dehnung und dem last- und temperaturabhängigen Kriechen bestehen, kann eine "kritische Betontemperatur", d.h. eine beanspruchungsbezogene Bruchtemperatur abgelesen werden.

Die thermische Dehnung des Betons wird anhand von Versuchen an unbelasteten Probekörpern ermittelt. Dabei ist davon auszugehen, daß der Schwindanteil in der thermischen Ausdehnung enthalten ist, da der Beton unversiegelt aufgeheizt wird.

Die praktische Versuchsdurchführung erfolgt nach dem auf Bild 3.2 dargestellten Ablauf: Die Probekörper werden entsprechend dem gewählten Belastungsgrad (in Prozent der einaxialen Raumtemperaturdruckfestigkeit) und dem gewählten Belastungskräfteverhältnis $F_2:F_1$ bei Raumtemperatur belastet. Der

Belastungsgrad und das Belastungsverhältnis werden während der folgenden Aufheizung mit 2 K/min konstant gehalten. Die Probekörper werden bis zum Versagen aufgeheizt, die Dehnungen werden in den drei Hauptachsen gemessen.

Die nach Beginn der Aufheizung gemessenen Verformungen im einaxialen Fall sind für verschiedene Belastungsgrade auf Bild 3.33 dargestellt.

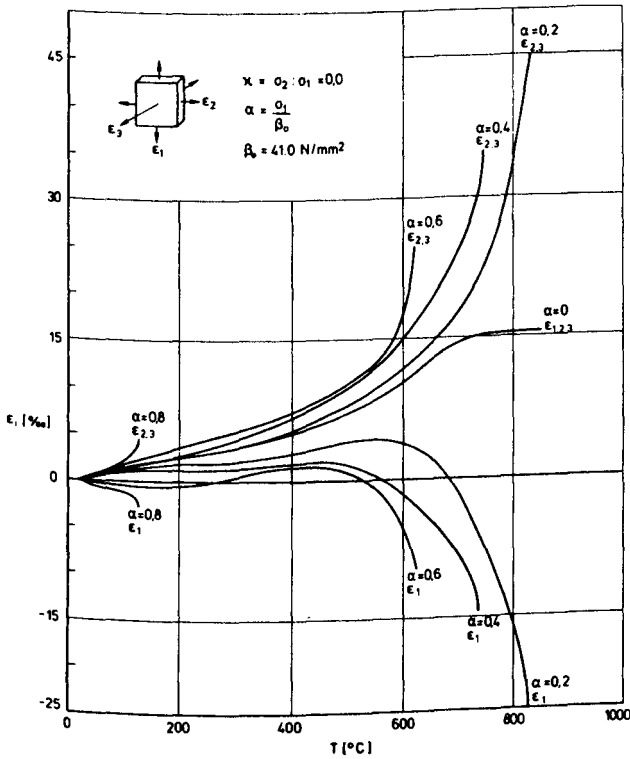


Bild 3.33: Dehnungen bei Aufheizung unter einaxialer Beanspruchung

Als Bezugskurve für die weiteren Betrachtungen soll die Kurve des Belastungsgrades 0, also der thermischen Dehnung, genommen werden, deren Verlauf folgendermaßen erklärt werden kann:

Durch Entwässerungs- und Dehydratationsvorgänge sowie durch Inkompatibilitätseffekte entstehen im thermisch beanspruchten Betongefüge Risse. Das Auftreten der Risse und die thermische Dehnung der Zuschläge ergeben die thermische Dehnung von Beton. Der erste Anstieg bis etwa 150°C wird dabei durch die Ausdehnung von Zementstein und Zuschlägen, der zweite steile Anstieg ab 450°C durch eine verstärkte Ausdehnung der Zuschläge verursacht. Von Einfluß ist dabei sicherlich auch die Portlanditersetzung ab 450°C .

Eine aufgebrachte Belastung bis zu 70 % der einaxialen Raumtemperaturfestigkeit behindert die freie thermische Ausdehnung in Richtung der Belastung derart, daß nur noch geringe Dehnungen erreicht werden. Der Kurvenverlauf der Verformungen in den belasteten Achsen zeigt mit steigender Temperatur aufeinanderfolgend ein relatives Maximum, ein relatives Minimum und ein Maximum. Bei weiter steigenden Temperaturen werden bis zum Versagen des Probekörpers recht große Stauchungen erreicht.

Belastungsgrade über $0,7 \times B_0$ führen schon bei niedrigen Temperaturen von etwa 120°C bis 130°C zum Versagen des Probekörpers. Durch die aufgebrachte Belastung werden die Querdehnungen vergrößert, ihr rapides Zunehmen kündigt das Versagen des Probekörpers an.

Eine symmetrisch zweiaxiale Beanspruchung führt zu einer enormen Zunahme der Querdehnung in der dritten freien Achse (Bild 3.34). Auch hier sind wieder die große Verformungsgeschwindigkeit und die großen absoluten Werte der Verformungen Ursache für das Versagen des Probekörpers. Die Stauchungen in den belasteten Achsen sind in etwa so groß wie im einaxialen Fall.

Neben den gegenüber einaxialer Beanspruchung erheblich größeren Dehnungen in der freien Achse werden bei zweiaxialer Beanspruchung höhere Versagenstemperaturen als im einaxialen Fall erreicht.

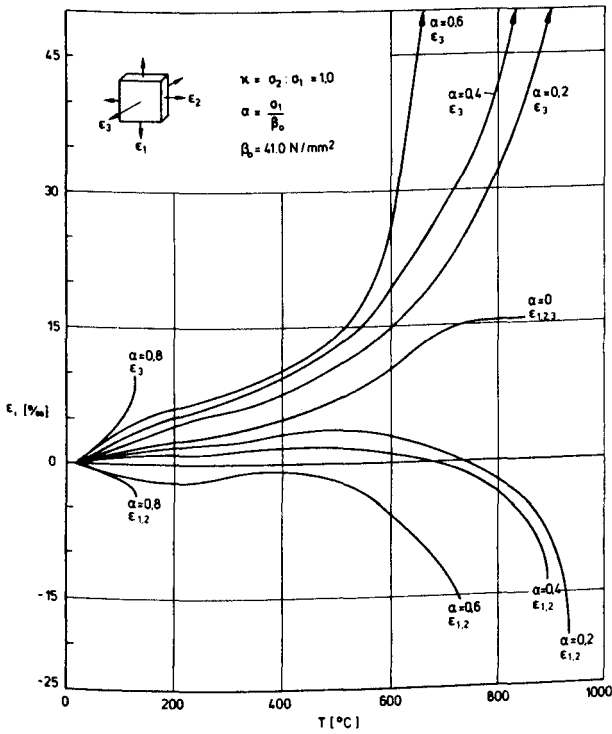


Bild 3.34: Dehnungen bei Aufheizung unter symmetrisch zweiachialer Beanspruchung

Kritische Temperaturen

Auf Bild 3.35 sind die sog. kritischen Betontemperaturen in Abhängigkeit vom Belastungsgrad dargestellt. Es lassen sich drei Bereiche unterscheiden. Im einaxialen Fall führt eine Beanspruchung von 0 bis 70 % der Druckfestigkeit zu Versagenstemperaturen, die etwa bei 450°C liegen. Zwischen 70 % und 80 % befindet sich ein im Hinblick auf die Versagenstemperatur sehr kritischer Bereich. Schon geringe Veränderungen im Belastungsgrad können zu Verschiebungen bei der kritischen Temperatur um mehrere 100 K führen.

Bei Belastungsgraden über 80% erfolgt das Versagen des Probekörpers schon bei Temperaturen unter 130°C. Allerdings muß hierbei beachtet werden, daß es sich um den Bereich der Dauerstandfestigkeit handelt, ein Bereich, in dem zusätzlich zur Temperatur die Dauer der Beanspruchung eine wesentliche Rolle spielt. Zweiaxiale Beanspruchungen führen innerhalb der genannten Belastungsbereiche zu einer Verschiebung zu höheren Temperaturen hin, also auch zu höheren kritischen Temperaturen.

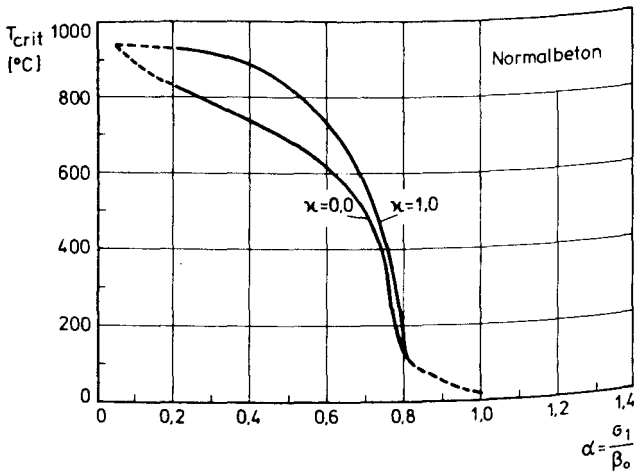


Bild 3.35: Kritische Temperaturen von Normalbeton

- Spannungsabhängige Verformungsanteile

Die auf den Bildern 3.33 und 3.34 dargestellten Gesamtverformungen nach Beginn der Aufheizung werden in einen mechanischen und thermischen Anteil getrennt, um den Einfluß der verschiedenen Beanspruchungsarten deutlich zu machen:

$$\epsilon_{\text{tot}} = \epsilon_{\text{mech}} + \epsilon_{\text{therm}} ; \epsilon_{\text{mech}} = \epsilon_{\text{kr}} + \epsilon_{\text{el}} \quad (3.8)$$

Für den thermischen Verformungsanteil werden die Werte der unbelasteten Aufheizung, also die thermischen Dehnungen des Probekörpers genommen (vgl. auch Kap. 4.2). Auf den Bildern 3.36 und 3.37 sind die belastungsunabhängigen Verformungsanteile (ohne Verformungsanteil der Belastung bei Raumtemperatur) für den Fall der einaxialen und der zweiaxialen Beanspruchung dargestellt.

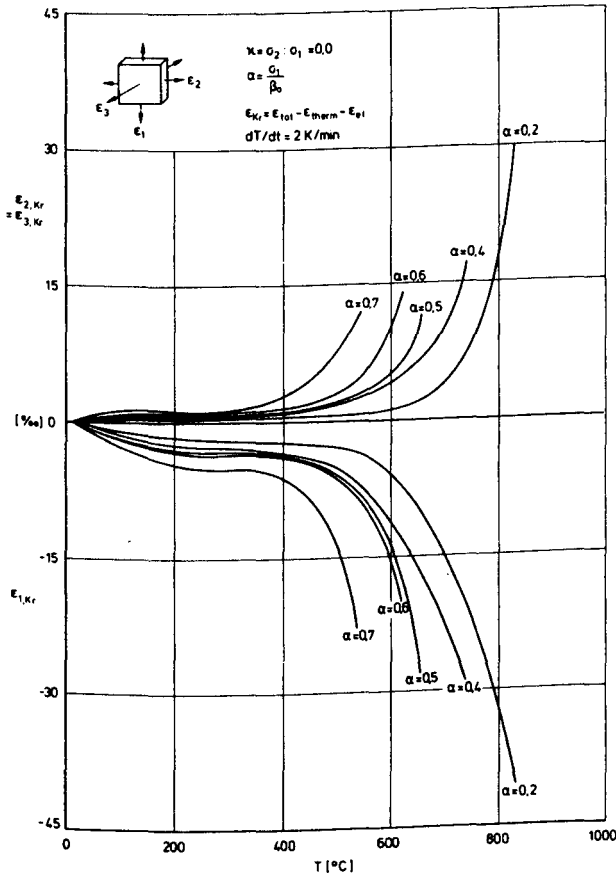


Bild 3.36: Instationäre Kriechverformungen unter einaxialer Beanspruchung

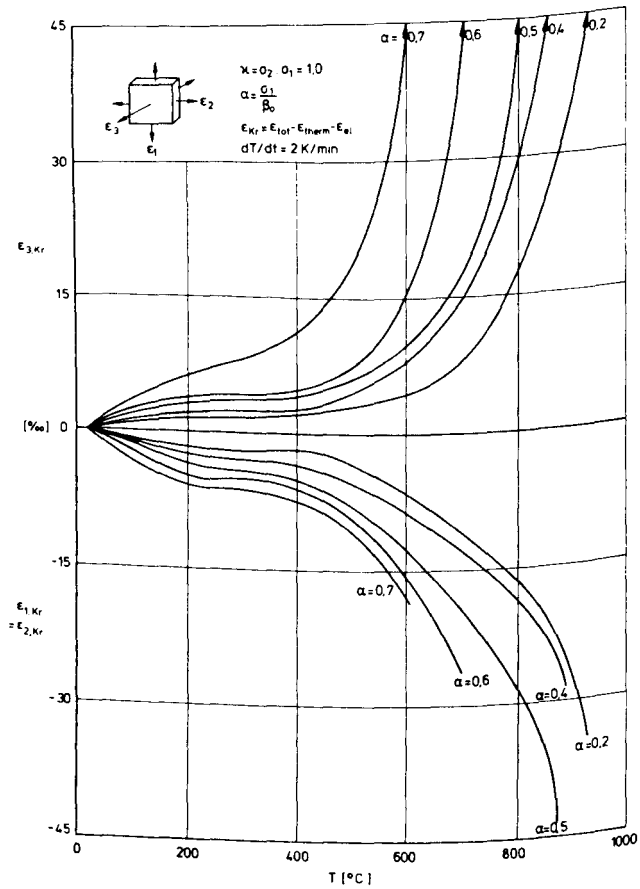


Bild 3.37: Instationäre Kriechverformungen unter symmetrisch zweiaxialer Beanspruchung

Eine mechanisch einaxiale Belastung hat auf die Kriechdehnungen in den freien Achsen bis zu einer Temperatur von etwa 0,65 der Versagenstemperatur nur geringe Auswirkungen. Bei weiter steigender Temperatur dominiert der mechanische Einfluß über den thermischen und bewirkt mit hoher Verformungsgeschwindigkeit das Versagen des Probekörpers.

In der belasteten Achse verursacht die Druckbeanspruchung von Beginn der Aufheizung an Stauchungen, die bei Annäherung an die Versagenstemperatur sehr groß werden.

Die insgesamt in einem großen Temperaturbereich recht dicht beieinander liegenden Kurven der Dehnungen in den freien Achsen bzw. in der belasteten Achse zeigen, daß der Belastungsgrad auf die mechanisch verursachten Verformungen in weiten Bereichen keinen großen Einfluß hat.

Eine aufgebrachte zweiachiale Beanspruchung wirkt sich in besonders großem Maß auf das Dehnungsverhalten in der freien Achse aus. Die mechanisch verursachten Querdehnungen sind von Beginn der Aufheizung an groß. Sie erreichen bei steigenden Temperaturen nach einer kurzen Phase konstanter Werte sehr große Dehnungsgeschwindigkeiten, die zusammen mit absolut großen Querverformungswerten zum Versagen des Probekörpers führen.

• Volumenverformungen

Die relativen Volumenänderungen von Probekörpern beim Aufheizen unter verschiedenen Belastungsgraden sind auf Bild 3.38 für den einaxialen Fall und auf Bild 3.39 für den symmetrisch zweiaxialen Fall dargestellt. Bei einaxialer Belastung sind die Volumenänderungen in großen Bereichen unabhängig vom Belastungsgrad. Offenbar wird das Volumen der durch die Belastung geschlossenen thermischen Risse normal zur Belastungsrichtung durch das Volumen von Rissen ersetzt, die sich, verstärkt durch die Belastung, parallel zur Belastungsrichtung bilden.

Bei symmetrisch zweiachialer Beanspruchung wird, abhängig vom Belastungsgrad, das Volumen während der Aufheizung gegenüber dem Volumen bei unbelasteter Aufheizung verkleinert. In der Nähe der Versagenstemperatur nimmt das Volumen der belasteten

Probekörper rasch zu und übertrifft das der unbelasteten Probekörper weit.

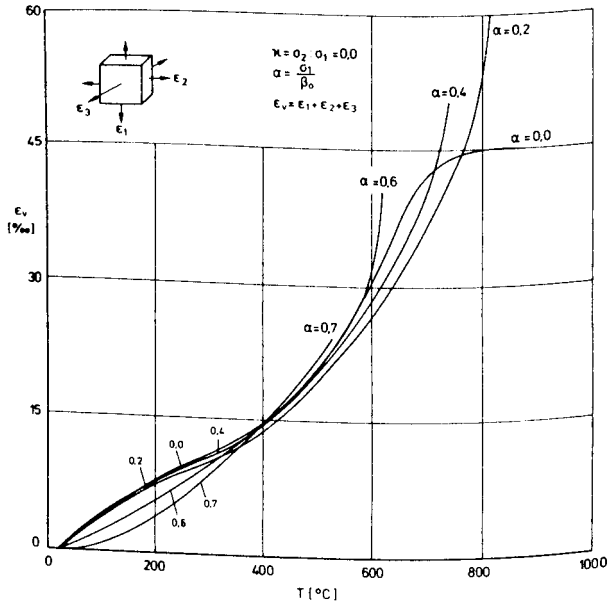


Bild 3.38: Instationäre Volumenänderungen unter einaxialer Beanspruchung

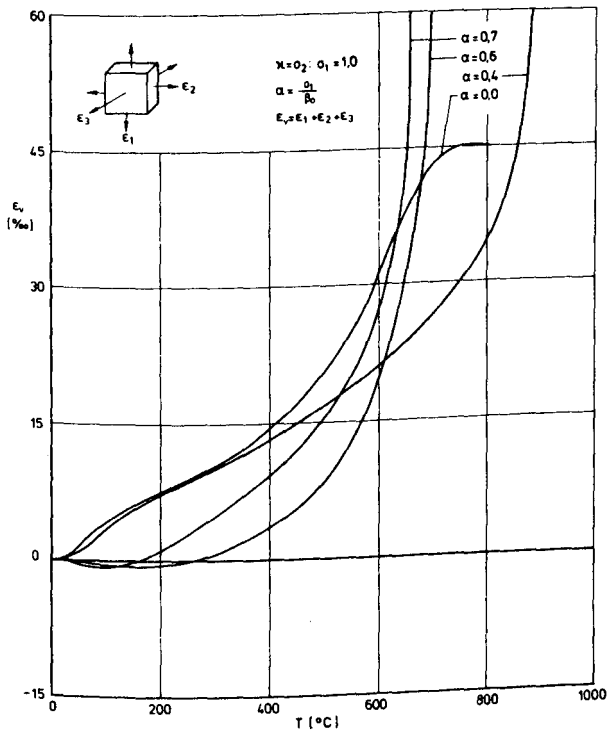


Bild 3.39: Instationäre Volumenänderungen unter symmetrisch
zweiachsender Beanspruchung

3.3.3 Zwängungskräfte bei vollständiger Dehnungsbehinderung

Die zeitliche Entwicklung der Zwängungskräfte von luftgelagerten (20°C / 65 % r.F.) und vorgetrockneten Probekörpern (105°C) bei vollständiger Dehnungsbehinderung ist auf Bild 3.40 für Versuche ohne Vorlast dargestellt. Auf Bild 3.41 ist der Verlauf der Zwängungskräfte von vorbelasteten Probekörpern gezeigt. Die Versuche wurden unter einaxialer und symmetrisch zweiaxialer Beanspruchung durchgeführt.

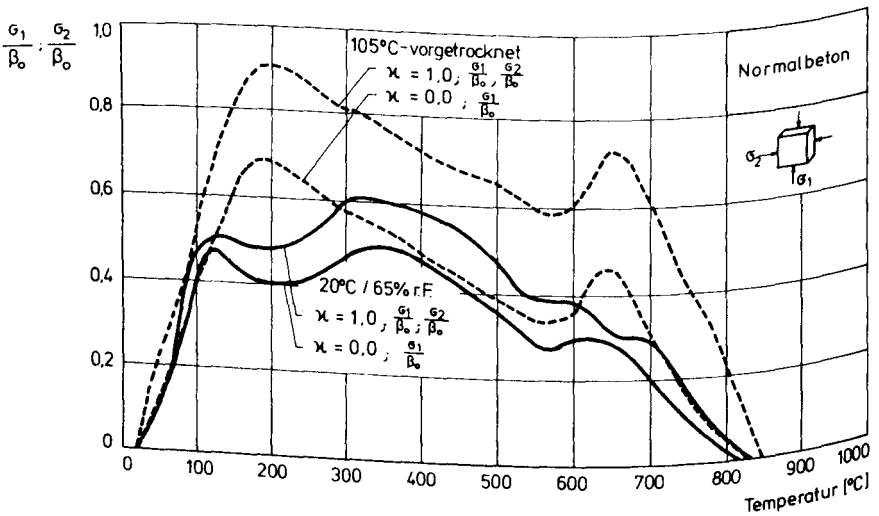


Bild 3.40: Zwängungskräfte bei vollständiger Dehnungsbehinderung, Vorlast $0,0 \beta_0$

Die Kurven für $\kappa = 0,0$ zeigen den Verlauf der bezogenen Spannung σ_1 . Die Kurven, die mit $\kappa = 1,0$ bezeichnet sind, gelten wegen der Symmetrie der aufgetragenen Spannungen, sowohl für σ_1 als auch für σ_2 . Sie verlaufen insgesamt diskontinuierlich. Bis zu 120°C steigen die Zwängungskräfte für den luftgelagerten Beton ($20^{\circ}\text{C}/65\%$ r. F.) stark an. Danach folgt zwischen 100°C und 200°C eine Phase des Schwindens, in der die Zwängungskräfte abnehmen. Nach Durchlaufen eines

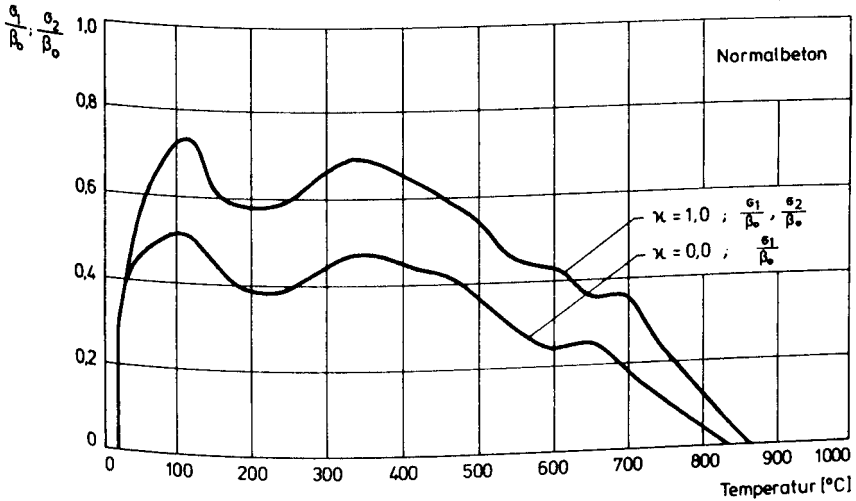


Bild 3.41: Zwängungskräfte bei vollständiger Dehnungsbehinderung, Vorlast $0,3 \sigma_0$

Minimums bei knapp über 200°C steigen die Zwängungskräfte mit steigender Temperatur wieder an und erreichen bei 310°C bis 350°C Maximalwerte, die bei 50 bis 60 % der Kurzzeitbruchlast bei Raumtemperatur liegen. Anschließend nehmen die Zwängungskräfte ständig ab und erreichen bei etwas über 800°C den Wert Null.

Probekörper, die bei 105°C vorgetrocknet wurden, verhalten sich dagegen anders. Bei 200°C tritt ein deutliches Zwängungsmaximum auf. Die Zwängungskräfte erreichen Werte zwischen 70 bis 90 % der einaxialen Bruchfestigkeit bei 20°C . Die hohen Zwängungskräfte nehmen jedoch rasch ab. Nach Durchlaufen eines Minimums bei etwa 560°C tritt ein scharfes Maximum bei 650°C ein, das dann schnell bis 850°C abgebaut wird.

Von großem Einfluß auf die Entwicklung der Zwängungskräfte bei steigenden Temperaturen sind zum einen die Werte für die thermische Dehnung und die Kriechverformungen des Betons, die

mit den im Beton ablaufenden Entwässerungs- und Dehydrationsvorgängen eng zusammenhängen. Die Entwicklung der Zwängungskräfte in vorgetrockneten und luftgelagerten Probekörpern im Temperaturbereich von 20°C bis 200°C zeigt dies deutlich. Die höhere Feuchtigkeit in luftgelagerten Probekörpern begünstigt die Kriechverformungen, so daß sich, verglichen mit vorgetrockneten Probekörpern, bei über 100°C bedeutend geringere Zwängungskräfte ergeben. Das ausgeprägte Minimum in den Zwängungskräften der luftgelagerten Probekörper bei 200°C rührt offenbar von Trocknungs- und Schwindvorgängen her. Diese Vorgänge waren in vorgetrockneten Probekörpern bereits abgelaufen. Nach Überschreiten des zweiten Maximums bei 650°C nehmen die Zwängungskräfte infolge der thermischen Zersetzung des Betons rasch ab (vgl. auch /15/).

Der Spannungszustand beeinflusst die qualitative Entwicklung der Zwängungskräfte nur wenig. Der zweiachsale Spannungszustand verursacht allerdings höhere Zwängungskräfte als der einachsale Spannungszustand. Die Behinderung der Querdehnung einer Richtung verursacht also eine Erhöhung der Zwängungskraft in der dazu senkrechten Richtung.

Die Auswirkungen ein- oder zweiachsaler Druckbeanspruchung während des Zwängungsversuches (ohne Vorlast) auf die Dehnungen in den freien Achsen bzw. die Dehnung in der freien Achse des luftgelagerten Betons sind auf Bild 3.42 dargestellt. Der Kurvenverlauf entspricht qualitativ in etwa dem der thermischen Dehnung (siehe Bild 3.33 und 3.34). Die Zwängungskräfte haben nur auf die Größe der Dehnungen einen Einfluß. Im einaxialen Fall, ϵ_1 bleibt Null, erreichen ϵ_2 und ϵ_3 Maximalwerte von 18‰. Die Dehnung ϵ_3 in der freien Achse beim vierseitig gezwängten Probekörper hat bis zu 350°C den gleichen Verlauf wie bei zweiseitiger Zwängung. Bei höheren Temperaturen wird sie dann schnell größer und erreicht Werte von 26‰ bei knapp über 800°C, wenn die Zwängungskräfte gegen Null gehen. Für die beiden dargestellten Beanspruchungsfälle zeigen die Volumendehnungen bei ein-

axialer Druckbeanspruchung erwartungsgemäß deutlich größere Werte als bei zweiachsaalem Druck.

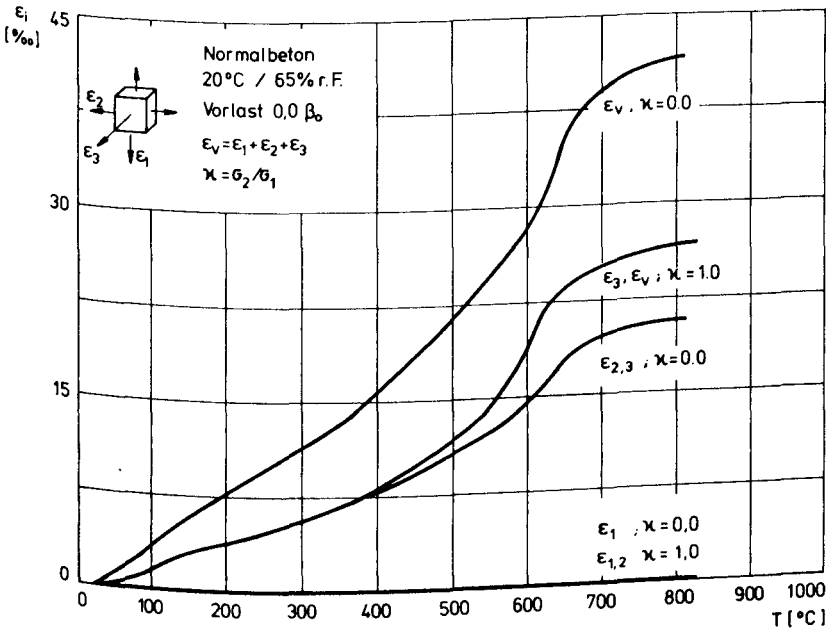


Bild 3.42: Gesamtverformungen und Volumenverformungen im Zwängungsversuch

4 Modellbildung

4.1 Theoretischer Ansatz zur modellmäßigen Beschreibung der thermischen Rißentstehung

Aus den Arbeiten des Teilprojekts B3 des SFB geht hervor, daß das Hochtemperaturverhalten von Beton im wesentlichen von zwei Mechanismen bestimmt wird: Dies sind einerseits Festigkeitsveränderungen des Zementsteins durch einsetzende Abbaureaktionen, andererseits eine Gefügeschädigung, die von dem unterschiedlichen Ausdehnungsverhalten von Zuschlag und Zementstein hervorgerufen wird. Die temperaturbedingten Festigkeitsveränderungen des Zementsteins wurden bereits ausführlich untersucht, und ihre Abhängigkeit von physikalischen und chemischen Prozessen, sowie die Beeinflussung durch Herstellungsparameter sind recht gut bekannt (vgl. auch die Arbeiten des Teilprojekts B6 /60,61/). Die Differenzen der thermischen Ausdehnungen der Komponenten sind als Ursache für die einsetzende Gefügeschädigung zwar bekannt; eine eindeutige Erklärung, in welchem Umfang, in welchen Temperaturbereichen und an welchen Punkten im Festkörper Risse entstehen, fehlt jedoch noch. Ebenso wurden bis jetzt noch keine Abschätzungen bekannt, wie die Rißbildung durch Zuschlaggröße, Sieblinie und anteilige Zusammensetzung der Komponenten beeinflusst wird.

Die Fragen können geklärt werden, indem der Beton durch ein Strukturmodell angenähert wird, anhand dessen die Rißentstehungsphänomene studiert werden können. Unter Verwendung experimenteller Daten kann mit Hilfe eines derartigen Modells eine rechnerische Abschätzung der Rißweiten und des Rißvolumens vorgenommen werden. Durch einen Vergleich der beobachteten Rißweiten mit den Ergebnissen von Strukturuntersuchungen an entsprechenden Körpern ist eine Überprüfung des Modellansatzes möglich.

4.1.1 Abschätzung des Rißvolumens

Das Ausmaß einer thermisch induzierten Rißbildung in einem heterogenen Körper wird durch die Größe der Unterschiede in den thermischen Ausdehnungen der Komponenten bestimmt. Aus der Form einer mathematischen Beziehung, in der die Wärmedehnzahlen der Komponenten zusammengesetzt werden müssen, um die Wärmedehnung des aus ihnen gebildeten Körpers richtig zu beschreiben, können daher Informationen über das entstehende Rißmuster gewonnen werden.

Bisherige Ansätze für derartige mathematische Beziehungen hatten zum Ziel, die Wärmedehnung des Verbundmaterials in einem bestimmten Temperaturbereich aus den Dehnungen der Komponenten und ihren Mengenanteilen herzuleiten. So kann in einfachster Form, bei freier Ausdehnung von Zuschlag und Zementstein, die Wärmedehnzahl von Beton wie folgt bestimmt werden /20/:

$$\alpha_b \cdot V_b = \alpha_g \cdot V_g + \alpha_z \cdot V_z \quad (4.1)$$

α_b ; V_b = Ausdehnungskoeffizient, Volumen des Betons
 α_g ; V_g = Ausdehnungskoeffizient, Volumen des Zuschlags
 α_z ; V_z = Ausdehnungskoeffizient, Volumen des Zementsteins

Dieser Gleichung liegt die Vorstellung zugrunde, daß die Komponenten seriell zueinander angeordnet sind. Die thermische Ausdehnung des Verbundkörpers ergibt sich dabei als gewichteter Mittelwert der Komponentendehnungen.

Im allgemeinen ist jedoch die Voraussetzung freier Ausdehnung der Komponenten nicht gegeben, da der Zementstein im Temperaturbereich bis 100°C in seiner freien Ausdehnung behindert ist. Es stellt sich daher ein kleinerer Wert der thermischen Ausdehnung ein. Die Ursache für die Dehnungsbehinderung liegt in der größeren Wärmedehnzahl sowie im kleineren E-Modul des Zementsteins im Vergleich zu den

meisten Zuschlagwerkstoffen. Dougill /62/ versuchte dieses und andere Phänomene zu berücksichtigen, indem er folgenden Zusammenhang vorschlug:

$$\alpha_b \cdot V_b = \frac{\alpha_g \cdot V_g + \alpha_z \cdot V_z}{2} + \frac{E_g \cdot V_g \cdot V_b \cdot \alpha_g + E_z \cdot V_z \cdot V_b \cdot \alpha_z}{2(E_g \cdot V_g + E_z \cdot V_z)} \quad (4.2)$$

E_g = Elastizitätsmodul des Zuschlags

E_z = Elastizitätsmodul des Zementsteins

Diese Gleichung stellt den Mittelwert von thermischen Dehnungen dar, die aus zwei Betonmodellen abgeleitet werden. Der erste Term entspricht einer seriellen und der zweite Term einer parallelen Anordnung der Komponenten.

Ein anderer Ansatz, der von Dettling /19/ und Dougill /62/ angegeben wurde, berücksichtigt die verhinderte Dehnung des Zementsteins, indem der Dehnungsverlauf des Zementsteins in Abhängigkeit des Zuschlaganteils durch eine Parabel angenähert wird:

$$\alpha_b = \alpha_g + (\alpha_z - \alpha_g) \left(1 - \frac{V_g}{V_b}\right)^n \quad (4.3)$$

Hierbei ist n eine Konstante, die von den elastischen Eigenschaften des Zementsteins und Zuschlags abhängt. Dettling ermittelt beispielsweise die Wärmeausdehnung vieler Betonzusammensetzungen unter Benutzung eines mittleren Wertes von $n = 1,5$.

Die beispielhaft aufgeführten Ansätze zur Beschreibung des Wärmedehnverhaltens von Beton durch die Wärmedehnung seiner Komponenten sind i.w. auf den Temperaturbereich bis 150°C

abgestimmt, in dem sowohl der Zuschlag als auch der Zementstein Ausdehnungen zeigen und die Differenzen zwischen den Wärmedehnungen noch nicht groß werden. Daneben können in diesem Bereich thermische Spannungen durch Kriechen des noch feuchten Zementsteins abgebaut werden, mit der Folge, daß nur relativ wenige und kleine Risse im Verbundkörper entstehen.

Im sich anschließenden Temperaturbereich kehrt sich die anfängliche Ausdehnung des Zementsteins um. Ein starkes Schwinden setzt in Verbindung mit einem Feuchtigkeitsverlust ein. Die nun schnell größer werdende Differenz zwischen den Wärmedehnungen der Einzelkomponenten führt zu immer größer werdenden lokalen Spannungen. Sie können nicht abgebaut werden, weil der Zementstein bereits trocken ist, und es entstehen Risse im Beton.

In den bisherigen Ansätzen zur Beschreibung der Wärmedehnung von Beton wird ein Rißvolumen nicht berücksichtigt. In dem folgenden, eigenen Ansatz wird die Betonwärmedehnung als einfache, gewichtete Summe aus den Komponentenwärmedehnungen und einem Rißvolumen ausgedrückt. Bei Kenntnis der Wärmedehnungen von Beton und der seiner Komponenten kann dieser Zusammenhang dazu verwendet werden, ein temperaturabhängiges Rißvolumen abzuschätzen. Es wird dabei vereinfachend vorausgesetzt, daß keine Dehnungsbehinderung des Zementsteins vorliegt. Diese Vereinfachung führt im Temperaturbereich bis 150°C zu Fehlern. Sie ist aber bei höheren Temperaturen, sobald der Zementstein zu schwinden beginnt, gerechtfertigt. Es ergibt sich der folgende Zusammenhang:

Umgebungstemperatur:

$$V_b = V_g + V_z \longrightarrow 1 = \frac{V_g}{V_b} + \frac{V_z}{V_b} = a + b \quad (4.4)$$

Erhöhte Temperaturen:

$$V_{b,T} = V_{g,T} + V_{z,T} + V_{r,T}^* \quad (4.5)$$

$$\text{mit } V_{i,T} = V_i + \Delta V_i(T) = V_i (1 + \epsilon_{i,v} \cdot 10^{-3}) \quad (4.6)$$

$$i = b, g, z$$

$$V_{r,T} = \epsilon_{b,v}(T) - a \cdot \epsilon_{g,v}(T) - b \cdot \epsilon_{z,v}(T) \quad (4.7)$$

- $V_b, \epsilon_{b,v}$ = Volumen, thermische Volumendehnung des Betons in ‰
 $V_g, \epsilon_{g,v}$ = Volumen, thermische Volumendehnung des Zuschlags in ‰
 $V_z, \epsilon_{z,v}$ = Volumen, thermische Volumendehnung des Zementsteins in ‰
 $V_{r,T}$ = spezifisches Rißvolumen bei der Temperatur T
 $V_{r,T}^*$ = Rißvolumen bei der Temperatur T
 $V_{b,T}$ = Volumen des Betons bei der Temperatur T
 $V_{g,T}$ = Volumen des Zuschlags bei der Temperatur T
 $V_{z,T}$ = Volumen des Zementsteins bei der Temperatur T
a = Volumenanteil des Zuschlags bei Umgebungstemperatur
b = Volumenanteil des Zementsteins bei Umgebungstemperatur

Der Term $V_{r,T}$ kann somit bei Kenntnis der Betondehnung und der anteilmäßigen Komponentendehnungen für bestimmte Temperaturstufen berechnet werden. Er stellt ein integrales Summenrißvolumen dar, das durch die Inkompatibilität der Komponenten bei Temperaturerhöhung entsteht.

Über die Rißverteilung im Betonkörper und die Rißweiten gewinnt man eine detaillierte Aussage jedoch erst durch Be-

rücksichtigen der Größenabstufung des Zuschlags. Dazu ist das heterogene Gefüge des Betons wirklichkeitsgetreuer anzunähern. Das bedeutet, daß eine Unterteilung des Betons in Einzelstrukturen notwendig wird, in der jeder Zuschlagfraktion jeweils eine Mörtelmatrix aus allen kleineren Zuschlägen und dem Zementstein zugeordnet wird. Die sukzessive Unterteilung in Zuschlag und Matrixkomponenten kann dabei zweckmäßigerweise entsprechend den Kornfraktionen der Sieblinie vorgenommen werden. Zu jeder Zuschlagfraktion einer Sieblinie existiert dann ein Matrixmörtel, der aus allen kleineren Zuschlägen und Zementstein besteht. Die Matrixmörtel besitzen ein immer kleiner werdendes Größtkorn. Bild 4.1 verdeutlicht die Zusammenhänge:

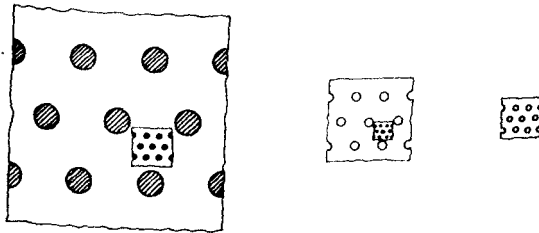


Bild 4.1: Sukzessive Unterteilung des Betons in Zuschlag und Matrixkomponenten

Von der Sieblinie eines Betons ausgehend läßt sich dann innerhalb der vorgenommenen Struktureinteilung für jedes Zweikomponentensystem Zuschlag/Matrixmörtel eine Gleichung entsprechend der Gleichung (4.7) ableiten. Es ergibt sich für den Gesamtkörper das folgende Gleichungssystem:

Tabelle 4.1: Sieblinie und zugeordnete Bezeichnungen eines Betons

| Bereich | I | II | III | IV | i | n |
|-----------------------------|------------------|-------------------|--------------------|-------------------|------------------|------------------|
| Lochweite in mm | 0-0,25 | 0,25-0,5 | 0,5-1 | 1-2 | i | n |
| Therm. Volu- mendechnung | $\epsilon_{I,v}$ | $\epsilon_{II,v}$ | $\epsilon_{III,v}$ | $\epsilon_{IV,v}$ | $\epsilon_{i,v}$ | $\epsilon_{n,v}$ |
| Volumen | V_I | V_{II} | V_{III} | V_{IV} | V_i | V_n |

Umgebungstemperatur:

$$\text{Matrix I} : V_{MI} = V_I + V_z \quad (4.8)$$

$$\text{Matrix II} : V_{MII} = V_{II} + V_I + V_z \quad (4.8.1)$$

$$\text{Matrix n} : V_{Mn} = \sum_{i=0}^n V_i ; V_o = V_z \quad (4.8.2)$$

$$1 = \frac{V_i}{V_{Mi}} + \frac{V_{Mi-1}}{V_{Mi}} = a_i + b_i \quad (4.9)$$

Erhöhte Temperaturen:

$$\text{Matrix I} : V_{MI,T} = V_{I,T} + V_{z,T} + V_{rI,T}^* \quad (4.10)$$

$$\text{Matrix II} : V_{MII,T} = V_{II,T} + V_{MI,T} + V_{rII,T}^* \quad (4.10.1)$$

$$\text{Matrix n} : V_{Mn,T} = V_{n,T} + V_{Mn-1,T} + V_{rn,T}^* \quad (4.10.2)$$

$$V_{Mo,T} = V_{z,T}$$

$$\text{mit } V_{j,T} = V_j (1 + \epsilon_{j,v} \cdot 10^{-3}) \quad (4.11)$$

$$j = M_i, M_i - 1, i, r_i; \quad i = I \dots n$$

$$V_{ri,T} = \epsilon_{Mi,v}(T) - a_i \cdot \epsilon_{g,v}(T) - b_i \cdot \epsilon_{Mi-1,v}(T) \quad (4.12)$$

Man erhält in Abhängigkeit vom Volumenverhältnis und den thermischen Dehnungen des jeweiligen Zuschlag/Matrixpaars Rißvolumina, die den bestimmten Kornfraktionen der Sieblinie zugeordnet sind. Für die so hergeleiteten Rißvolumina $V_{ri,T}$ muß gelten, daß ihre Summe gleich dem integralen, grob abgeschätzten Rißvolumen $V_{r,T}$ aus Gleichung (4.7) ist:

$$\sum_{i=I}^n V_{ri,T} = V_{r,T} \quad (4.13)$$

Aus dem dargelegten Ansatz läßt sich ableiten, daß in einem Zuschlag/Matrixmörtelsystem immer dann Risse entstehen, wenn die Summe der anteiligen Komponentendehnungen von der Dehnung des von ihnen gebildeten Körpers abweicht. Die entstehenden Rißvolumina können -bei Kenntnis der entsprechenden thermischen Ausdehnungen- für die verschiedenen Zuschlag/Matrixmörtelsysteme in Abhängigkeit von der Temperatur berechnet werden. Über das entstehende Rißmuster, d.h. die räumliche Anordnung der Risse ist so jedoch noch keine Aussage gewonnen worden.

4.1.2 Bestimmung des räumlichen Rißmusters

Zur Beschreibung der räumlichen Orientierung, Anordnung und Ausdehnung der Risse im Beton ist zu analysieren, in welchen Bereichen zwischen Zuschlägen und Matrix Risse entstehen können. Ziegeldorf et al. /20/ ermittelten solche Bereiche, indem sie mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode für einen Modellbeton eine Spannungsanalyse seines Mörtel-Grobzuschlagsystems durchführten. Sie bestimmten so die Punkte im Zweikomponentenverbund, an denen Risse durch Zugspannungen entstehen können. Unter der Voraussetzung, daß sich bei ansteigender Temperatur die Matrix stärker dehnt als der Zuschlag, erhielten sie die folgende Spannungsverteilung zwischen den Zuschlagkörnern (vgl. Bild 4.2):

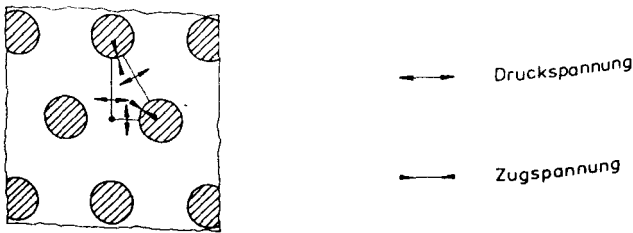


Bild 4.2: Spannungsverteilung in einem Modellbeton bei Aufheizung bis etwa 150°C /20/

Senkrecht zu den Zuschlagoberflächen entstehen Zugspannungen, tangential dazu Druckspannungen. In der Matrix überwiegen im übrigen die Druckspannungen. Diese Spannungsverhältnisse können sich umkehren, wenn sich die Temperatur erniedrigt oder sich das Verhältnis der Wärmedehnungen der Komponenten umkehrt. Dann entstehen an den Punkten, an denen Zugspannungen eingetragen sind, Druckspannungen und umgekehrt; in der Matrix überwiegen nun die Zugspannungen.

Die Abhängigkeit des Vorzeichens der sich einstellenden Eigenspannungen von den oben genannten Parametern kann durch die folgende Gleichung beschrieben werden:

$$\{\epsilon_g(T_2) - \epsilon_g(T_1)\} - \{\epsilon_m(T_2) - \epsilon_m(T_1)\} \doteq K \quad (4.14)$$

$$\epsilon_g = [l_g(T) - l_g(20^\circ\text{C})] \cdot \frac{1000}{l_g(20^\circ\text{C})} \quad \text{thermische Dehnung des Zuschlags}$$

$$\epsilon_m = [l_m(T) - l_m(20^\circ\text{C})] \cdot \frac{1000}{l_m(20^\circ\text{C})} \quad \text{thermische Dehnung der Matrix}$$

T_1 = Anfangstemperatur

T_2 = Endtemperatur

Für die Herleitung der Gleichung siehe /9/. Ist $K < 0$, so stellen sich die Spannungsvorzeichen entsprechend Bild 4.2 ein; kehrt sich das Vorzeichen von K um, so kehren sich die Vorzeichen aller in Bild 4.2 eingetragenen Spannungen ebenfalls um. Zeichnet man in die Gebiete in Bild 4.2, in denen Zugspannungen auftreten, Risse ein, so erhält man, abhängig vom Vorzeichen von K , stark vereinfacht die folgenden beiden Rißmuster (vgl. Bilder 4.3 a und b):

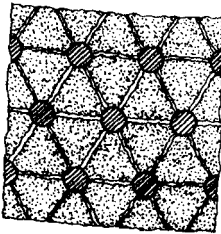


Bild 4.3a: Rißmuster
für $K > 0$

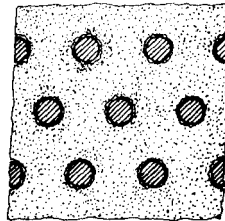


Bild 4.3b: Rißmuster
für $K < 0$

Während eines Aufheiz-Abkühlzyklus zwischen Umgebungstemperatur und 850°C können sich demnach in einem Betonkörper, abhängig vom Verhältnis der thermischen Dehnungen der Ein-

zelkomponenten und dem Vorzeichen der zeitlichen Ableitung der Temperatur, an unterschiedlichen Punkten im Körper Risse bilden. In Tabelle 4.2 sind diese Zusammenhänge zusammenfassend dargestellt:

Tabelle 4.2: Rißentstehungsbereiche und deren Zuordnung zu verschiedenen Rißmustern

| Bereich | Temperatur | Längen- änderung | K | Rißmuster |
|---------|-------------------------------|---|---------|-------------|
| I | 20°C -150°C*) (Aufheizung) | $\Delta\epsilon_g; \Delta\epsilon_m > 0$ $ \Delta\epsilon_g < \Delta\epsilon_m $ | < 0 | Hafrissee |
| II | 150°C*)-850°C (Aufheizung) | $\Delta\epsilon_g > 0$ $\Delta\epsilon_m < 0$ | $\gg 0$ | Matrixrisse |
| III | 850°C-20°C (Abkühlung) | $\Delta\epsilon_g; \Delta\epsilon_m < 0$ $ \Delta\epsilon_g > \Delta\epsilon_m $ | < 0 | Hafrissee |

*) Ist kein fester Temperaturwert; sondern wegen der scheinbaren Wärmedehnung abhängig von den Parametern, die das Ausdampfen des Wassers aus der Probe beeinflussen.

Es lassen sich drei Bereiche unterscheiden: In den Bereichen I und III können Risse vornehmlich tangential zu den Zuschlagoberflächen entstehen, sog. Hafrissee. Die Beanspruchungen des Gefüges sind aber aufgrund der kleinen Differenzen in den Wärmeausdehnungen noch relativ gering, zudem ist der Zementstein im Bereich I noch feucht, so daß Eigenspannungen durch Kriechen abgebaut werden können. Die zu erwartenden Gefügeschädigungen werden daher klein sein. Im Bereich II können sich vornehmlich Risse orthogonal zu

den Zuschlagoberflächen, durch die Martix hindurch, bilden. Hier treten die größten Differenzen zwischen den Wärme-
dehnungen der Komponenten auf, und die Beanspruchungen des
Gefüges steigen erheblich an.

Dieser Sachverhalt kann durch Schallemissionsanalysen nach-
gewiesen werden. Bei der Schallemissionsanalyse werden
Schallwellen aus einer Probe registriert und ausgewertet,
die im Verlauf einer mechanischen oder thermischen Bela-
stung entstehen. Die registrierten Schallimpulse, zusammen-
fassend als Schallemissionsaktivität bezeichnet, stehen in
direkter Beziehung zur Rißbildung /11/. Versuche, die an
Normalbeton während Aufheizung und Abkühlung vorgenommen
wurden, zeigten, daß Schallemissionsaktivität bei etwa 70°C
einsetzt, aber erst ab ca. 150°C nennenswerte Größenordnun-
gen erreicht /10,63/. Die höchsten Werte traten zwischen
550°C und 650°C auf. Da derartige Messungen simultan zur
Belastung durchgeführt werden, kann direkt gefolgert wer-
den, daß die meisten Risse in dem Bereich entstehen, in dem
der Zuschlag sich besonders stark vergrößert und die Diffe-
renzen im Wärmeausdehnungsverhalten der Komponenten maximal
werden.

Wenn man die ebenen Rißmuster aus den Bildern 4.3 a und b
ins Räumliche überträgt, werden die Rißflächen erkennbar.
Sie liegen, ausgehend von Bild 4.3a so, daß Zuschlagkörner
die Eckpunkte bilden bzw. sind sie, ausgehend von Bild
4.3b, um die Zuschlagoberflächen herum angeordnet. Wenn
die Größe dieser Rißflächen abgeschätzt werden kann, ist es
möglich, unter Verwendung des in Abschnitt 4.1.1 berechne-
ten, temperaturabhängigen Rißvolumens, für alle Belastungs-
temperaturen eine Rißweite abzuschätzen. Sie kann mit den
Ergebnissen von Strukturuntersuchungen -speziell mit den
dort bestimmbaren Rißweiten- verglichen werden, wodurch
sich der theoretische Ansatz überprüfen läßt. Es gilt:

$$\Delta(T) = \frac{V_{r,T}}{S} \quad (4.15)$$

$\Delta(T)$ = Temperaturabhängige Rißweite
 $V_{r,T}$ = Temperaturabhängiges Rißvolumen aus Gleichung (4.7)
 S_r = Gesamtoberfläche der entstehenden Risse

Um die Gesamtgröße der möglichen Rißflächen abzuschätzen, sind jedoch gewisse Annahmen über die räumliche Anordnung der Zuschlagkörner zueinander notwendig, die man u.a. aus einem Strukturmodell für Beton gewinnen kann.

4.1.3 Physikalische Betonmodelle

Strukturmodelle von Beton werden schon seit langem dazu eingesetzt, mechanische und physikalische Eigenschaften des Betons, wie E-Modul, Festigkeit, Wärmeleitfähigkeit u.a. aus den Eigenschaften der Stoffkomponenten abzuleiten. Es existieren verschiedene Arten von Strukturmodellen, so die Mehrphasenmodelle, die Verbundmodelle und die Gitterrostmodelle.

Zu den Mehrphasenmodellen gehören neben der Einsteingleichung für Zweiphasensuspensionen /64/ die serielle oder parallele Kombination der maßgebenden Komponenten, die zur Berechnung der Wärmedehnungen vorgenommen worden ist. Solche Modelle eignen sich zu E-Modulberechnungen von Beton /65,66,67/. Ein zusätzlicher Aspekt wird bei den Verbundmodellen berücksichtigt, indem neben den Eigenschaften der Komponenten der Verbundaufbau im Modell Berücksichtigung findet.

Eine dritte Gruppe von Betonmodellen, die Gitterrostmodelle, stützen sich auf eine mehr strukturorientierte Betrachtung eines Zweiphasensystems. Sie berücksichtigen bei Beton in besonderem Maße die räumliche Anordnung der steifen Zuschlagphase und sind daher für das vorliegende Pro-

blem am geeignetesten.

Einige Gitterrostmodelle idealisieren die Betonstruktur in der Form, daß sie den Zuschlägen kugelförmige Gestalt zuordnen. Sie werden in räumlich periodischer Folge angeordnet, wodurch sich eine Analogie zu den Kristallstrukturen der Festkörper ergibt, die zusammenfassend als Bravais-Gitter bezeichnet werden /68,69/. Von verschiedenen Autoren wurden dem Beton dabei unterschiedliche Raumstrukturen zugeordnet. So ordnete Reinius /70/ die Zuschlagkörner in kubisch raumzentrierter Form an (bcc). Anson /71/ verwendete einen regulären Oktaeder. Aber auch einfach kubische (sc) oder kubisch flächenzentrierte (fcc) Modelle werden diskutiert.

Eine zusammenfassende Darstellung der Gitterrostmodelle gibt Kupfer /43/. Er untersuchte sie unter dem Gesichtspunkt der aus ihnen ableitbaren Querdehnzahl. Eine allgemeine Auflistung verschiedener Strukturmodelle ist bei Eibl und Iványi /72/ zu finden.

Die Beschreibung des Betons durch unterschiedliche und teilweise sogar gegensätzliche Strukturmodelle erklärt sich aus der real regellosen, statistischen Verteilung der Zuschlagkörner, die eine gewisse Willkür in der Wahl der idealisierenden räumlichen Anordnung zuläßt. Die Brauchbarkeit einer zunächst ad hoc angenommenen Struktureinteilung erweist sich erst dadurch, daß theoretisch anhand dieses Modells errechnete Werte mit den im Versuch ermittelten Werten in Einklang stehen.

Im Gegensatz dazu kann in kristallinen Festkörpern die räumliche Struktur der Moleküle oder Atome auf gleichmäßige, zwischen ihnen bestehende Bindungskräfte zurückgeführt werden. Sie bewirken aufgrund des Prinzips der Energieminimierung die regelmäßige Anordnung der Moleküle oder Atome in einer bestimmten Kristallstruktur. Allerdings ist die Stärke und Richtung der Bindungen von der jewei-

ligen chemischen Natur der Moleküle oder Atome abhängig und variiert stark. Atome, die nur schwach gerichtete Bindungen zueinander aufweisen, kristallisieren oft in kubischen Kristallstrukturen. Hier wird die Struktur mehr von einem Volumeneffekt bestimmt. Kubische Kristallstrukturen werden häufig bei Metallen gefunden, da die metallische Bindung schwach und kaum gerichtet ist /68/.

Für Beton, in dem keine gerichteten Bindungen zwischen den Zuschlägen vorliegen, sondern nur ein vorgegebenes Verhältnis von Zuschlagvolumen zu Matrixvolumen besteht, erscheint daher die Beschreibung durch ein kubisches Strukturmodell am geeignetsten. Die Entscheidung, welche der drei möglichen kubischen Strukturen, einfach kubisch (sc), kubisch raumzentriert (bcc) oder kubisch flächenzentriert (fcc) einen bestimmten Beton dabei am günstigsten beschreibt, ergibt sich aus dem Mischungsaufbau. Dabei wird das Verhältnis des Zuschlagvolumens zum Gesamtvolumen in Analogie zur sogenannten Packungsdichte der Kristallographie gesetzt, die den Grad der Raumerfüllung von Molekülen eines Kristallgitters angibt. Die Packungsdichten p berechnen sich aus dem Verhältnis des Volumens der Atome/Moleküle zum Gesamtvolumen einer Einheitszelle. Sie betragen für die oben aufgeführten kubischen Strukturen /69/:

$$\text{sc} : p = \frac{\pi}{6} = 0,52$$

$$\text{bcc} : p = \frac{\sqrt{3} \pi}{8} = 0,68$$

$$\text{fcc} : p = \frac{\sqrt{2} \pi}{6} = 0,74$$

Die zur Packungsdichte inverse Größe ist die sogenannte

Hohlraumziffer e , die in Kugelpackungen als Verhältnis des Hohlraums zum Gesamtvolumen definiert ist. Es gilt:

$$p + e = 1 \quad (4.16)$$

Kezdi /73/ gibt einen Zusammenhang an, der den Orientierungswinkel δ zwischen gleichförmigen Kugeln, die ein Parallelepipeden formen, mit der Hohlraumziffer e verknüpft:

$$e = 1 - \pi \{6(1 - \cos \delta) \sqrt{1 + 2 \cos \delta}\}^{-1} \quad (4.17)$$

e = Hohlraumziffer

δ = Neigungswinkel der Achsen des Parallelepipeds

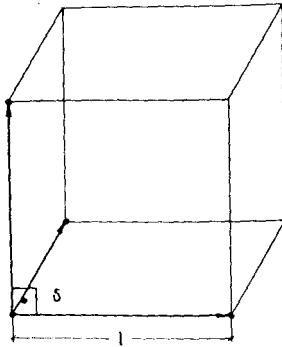
In den kubischen Kristallsystemen entspricht dieser Orientierungswinkel dem Neigungswinkel der Achsen, die die kleinste, reduzierte Elementarzelle aufspannen.

Die reduzierte oder auch primitive Elementarzelle ist dabei so definiert, daß sie nur ein Element (Molekül oder Atom) pro Zelle aufweist /68/.

In den folgenden Bildern 4.4a bis 4.4c sind die drei kubischen Gitter dargestellt. Die reduzierten bzw. primitiven Elementarzellen, die die kürzesten Achsen aufweisen, sind eingezeichnet (l: Kantenlänge der kubischen Elementarzelle; c: Kantenlänge der reduzierten Elementarzelle; δ : Neigungswinkel der Achsen in der reduzierten Elementarzelle):

Einfach kubisch (sc):

Die reduzierte Elementarzelle entspricht dem Würfel. Der Neigungswinkel zwischen den Achsen beträgt 90° .



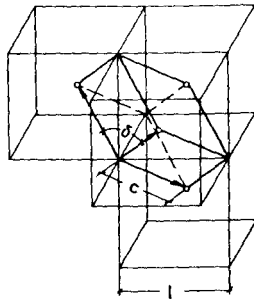
$$\delta = 90^\circ$$

$$c = l$$

Bild 4.4a: Einfach kubisches Gitter

Kubisch raumzentriert (bcc):

Die reduzierte Elementarzelle mit den kürzesten Achsen wird konstruiert, indem die Verbindungslinien entsprechend dem kleinsten Punktabstand gewählt werden. Im kubisch raumzentrierten Gitter sind das die Raumdiagonalen.



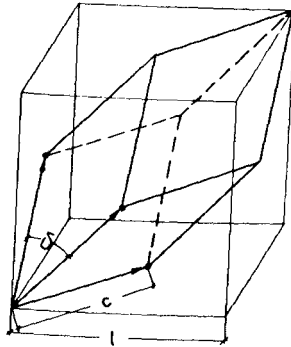
$$\delta = 109,47^\circ$$

$$c = \frac{\sqrt{3}}{2} l$$

Bild 4.4b: Kubisch raumzentriertes Gitter mit primitiver Elementarzelle

Kubisch flächenzentriert (fcc):

Die Achsen der kleinsten reduzierten Elementarzelle verlaufen in Richtung der Flächendiagonalen und verbinden die Eckpunkte mit den Flächenpunkten:



$$\delta = 60^\circ$$

$$c = \frac{\sqrt{2}}{2} l$$

Bild 4.4c: Kubisch flächenzentriertes Gitter mit primitiver Elementarzelle

Setzt man die Neigungswinkel der Achsen in Gleichung (4.17) ein, so erhält man gerade die den Packungsdichten der Kristalle entsprechenden Hohlraumziffern (sc: 0,48; bcc: 0,32; fcc: 0,26; vgl. auch Gleichung (4.16)).

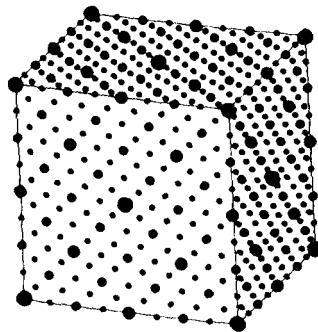
Unter Zugrundelegen des Mischungsaufbaus, läßt sich für verschiedene Betone eine günstigste Struktur finden. Für Normalbeton mit einem Zementgehalt von ca. 350 kg/m^3 und einem W/Z-Wert von 0,5 beträgt der Volumenanteil der hydratisierten Zementsteinmatrix am Gesamtvolumen etwa 26%; bei einem Beton mit einem Zementgehalt von ca. 450 kg/m^3 und einem W/Z-Wert von 0,5 liegt er bei etwa 34%. Setzt man das Matrixvolumen in Analogie zur Hohlraumziffer, so erkennt man, daß die kubisch raumzentrierte und kubisch flächenzentrierte Anordnung der Zuschläge geeignete Strukturmodelle für diese Betone darstellen.

Bei Zementgehalten zwischen diesen Werten würde sich demnach eine Mischstruktur zwischen diesen beiden elementaren Strukturen ergeben. Sie kann jedoch nach Übergang zur reduzierten Elementarzelle durch den Neigungswinkel δ zwischen den Achsen exakt charakterisiert werden. Dieser kann unter Verwendung von Gleichung (4.17) aus dem Zementsteinanteil berechnet werden.

Die Oberflächen der reduzierten Elementarzellen bilden in den Strukturen die am dichtesten mit Zuschlägen besetzten Flächen. Aus einer Analogiebetrachtung zu den Gleitflächen in der Kristallographie kann man ableiten, daß sie den Reißflächen des Bereichs II entsprechen. Sie können im folgenden abgeschätzt werden.

4.1.4 Abschätzung der Reißflächen anhand kubischer Strukturmodelle

Bei der idealisierten Annäherung der Betonstruktur durch eine bestimmte, periodische Gitteranordnung der Zuschläge wurden die verschiedenen Größen der Zuschläge noch nicht berücksichtigt. In jeder Betonstruktur werden die Gitterpunkte mit unterschiedlich großen Zuschlägen besetzt sein, wie es am Beispiel des kubisch flächenzentrierten Gittertyps für vier verschieden große Zuschlagarten in der folgenden Skizze idealisiert dargestellt ist.



● ● ● ●
 IV III II I Zuschlaggrößen

Bild 4.5: Betonstruktur mit unterschiedlichen Zuschlaggrößen

Diese Verschachtelung der Zuschläge verschiedener Größe ineinander, in der jeder Zuschlagfraktion die gleiche Struktur zugeordnet wird, beinhaltet eine "künstliche Sieblinie", die sich aus der Koordinationszahl der Körner in der jeweiligen Struktur und dem Volumen der Körner einer bestimmten Korngruppe bestimmen läßt. Sie ist in Bild 4.6 zusammen mit den Grenzsieblinien nach DIN 1045 dargestellt. Man erkennt, daß die "künstliche Sieblinie" im noch brauchbaren Bereich liegt, jedoch in der Regel nicht mit den üblicherweise vorhandenen Sieblinien übereinstimmen wird. Die Strukturordnung gibt somit die Sieblinie eines bestimmten Betons zwar annähernd, aber nicht exakt wieder.

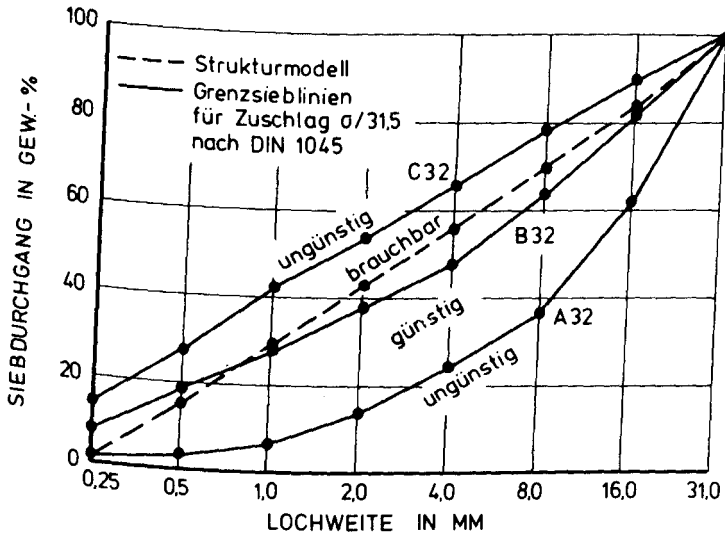


Bild 4.6: Sieblinie nach dem Strukturmodell im Vergleich mit den Grenzsieblinien nach DIN 1045

Folgt man nun dieser Aufteilung der Betonstruktur, so erkennt man, daß die Zuschläge einer bestimmten Größe, die jeweils eine Überstruktur desselben Gittertyps bilden,

sich wegen des großen Matrixvolumens gegenseitig nicht berühren. Durch Bestimmen einer geeigneten Struktur, und unter Zugrundelegen des Sieblinienaufbaus, läßt sich für jede Kornfraktion der Abstand der Körner errechnen, wobei die Geometrie der "reduzierten Elementarzelle" für alle Kornfraktionen gleich angenommen wird. Dafür muß zunächst aus dem Volumenanteil der Zementsteinmatrix eine Struktur bestimmt werden; danach müssen aus dem Sieblinienaufbau die Verhältnisse von Zuschlag- zu Matrixvolumen ausgerechnet werden:

Tabelle 4.3: Sieblinie und zugeordnete Bezeichnungen

| Bereich | I | II | III | IV | i | n |
|-------------------------|--------------|----------|-----------|----------|-------|-------|
| Lochweite in mm | 0-0,25 *) | 0,25-0,5 | 0,5-1 | 1-2 | i | n |
| Zuschlag- volumen | V_I | V_{II} | V_{III} | V_{IV} | V_i | V_n |
| mittlerer Kornradius | R_I | R_{II} | R_{III} | R_{IV} | R_i | R_n |
| Anzahl der Körner | A_I | A_{II} | A_{III} | A_{IV} | A_i | A_n |

*) R_{min} wurde gleich 0,005 gesetzt

i = i-te Zuschlagkornfraktion

A_i = Anzahl der Körner der Fraktion i in einem Einheitsvolumen

R_i = mittlerer Radius der Körner der Fraktion i

V_i = Gesamtvolumen der Körner der Fraktion i im Einheitsvolumen

V_{Mi} = Volumen der zugeordneten Matrix

$$R_i = \sqrt{R_{max} \cdot R_{min}}$$

nach /74/

(4.18)

R_{\max} = Größter Radius der Körner einer Fraktion

R_{\min} = Kleinster Radius der Körner einer Fraktion

Aus dem Gesamtvolumen der Zuschläge einer Korngruppe, das mit der Sieblinie gegeben ist, läßt sich die Anzahl der Körner dieser Gruppe in einem gegebenen Einheitsvolumen abschätzen. Dazu wird die Form des Zuschlags zu einer Kugel idealisiert, so daß gilt:

$$A = \frac{V_i}{\frac{4}{3} \pi R_i^3} \quad (4.19)$$

Den Körnern der i -ten Zuschlagfraktion wird die Summe der Volumina aller kleineren Körner; Fraktionen $j = 0 \dots i-1$, und der Zementsteinmatrix als Matrix zugeordnet (vgl. Abschnitt 4.1.3):

$$V_{Mi} = \sum_{j=0}^{i-1} V_j \quad ; \quad V_0 = V_z \quad (4.20)$$

Aus der Anzahl A_i der Zuschlagkörner und dem Gesamtvolumen der zugeordneten Matrix V_{Mi} kann der Teil des Matrixvolumens berechnet werden, der einem Zuschlagkorn zugerechnet werden muß.

$$V_{Mi}^E = \frac{V_{Mi}}{A_i} = \frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{A_i} \quad (4.21)$$

Das Zuschlagkorn und sein zugehöriger Matrixanteil bilden dann eine primitive Betonelementarzelle der jeweiligen Zuschlagfraktion mit dem Volumen V_i^{EZ} :

$$V_i^{EZ} = V_{Mi}^E + \frac{4}{3} \pi R_i^3 \quad (4.22)$$

Einsetzen von (4.19) und (4.21) in (4.22) ergibt:

$$V_i^{EZ} = \frac{4}{3} \pi R_i^3 \left(\frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{V_i} + 1 \right) \quad (4.23)$$

In den kubischen Gitteranordnungen hat die primitive Elementarzelle die Form eines Parallelepipeds, dessen begrenzende Flächen Rhomben mit gleicher Kantenlänge sind, die um den gleichen Winkel geneigt sind. Für das Volumen eines solchen Parallelepipeds gilt /75/:

$$V_{PE} = c^3 \cdot \sin \delta \cdot \sqrt{1 - \frac{\cos^2 \delta}{\cos^2 \frac{\delta}{2}}} \approx c^3 \cdot \sin^3 \delta \quad (4.24)$$

für $60^\circ < \delta < 150^\circ$

c : Kantenlänge

δ : Neigungswinkel der Achsen zueinander

Durch Gleichsetzen von V_i^{EZ} und V_{PE} (Gleichungen (4.23) und (4.24)) gewinnt man eine Beziehung, die angibt, in welchen Abständen die ungefähr gleich großen Körner einer Kornfraktion i vorliegen. Dabei sind die Gitterplätze in den Unterstrukturen teilweise mit größeren Teilchen besetzt. Jedoch ist die Anzahl der größeren Körner um mehr als eine Zehnerpotenz kleiner, so daß sie vernachlässigt werden kann.

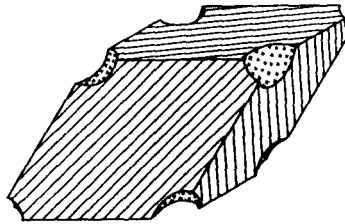
$$c_i = \sqrt[3]{\frac{V_i^{EZ}}{\sin^3 \delta}} \quad (4.25)$$

$$c_i = \sqrt[3]{\frac{4 \pi R_i^3}{3 \sin^3 \delta} \left(\frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{V_i} + 1 \right)} \quad (4.26)$$

Der Winkel δ entspricht dem Orientierungswinkel aus Gleichung (4.17) und kann daher aus dem Zementgehalt und dem

W/Z-Wert des Betons bestimmt werden.

Die Oberflächen des Parallelepipeds sind am dichtesten mit Zuschlägen besetzt und entsprechen den Reißflächen des Bereichs II (vgl. Abschnitt 4.1.2). Die Kontaktflächen, die die Zuschlagkörner mit der Matrix bilden, entsprechen den Reißflächen der Bereiche I und III. In der folgenden Abbildung sind die beiden qualitativ unterschiedlichen Flächen in ein Parallelepipiped eingezeichnet:



a)  Reißflächen im Bereich II


b)  Reißflächen im Bereich I und III

Bild 4.7: Reißflächen in einer Betonelementarzelle

Sie können mit Hilfe der abgeleiteten Beziehungen abgeschätzt werden:

a) Flächen zwischen den Körnern:

Für die Fläche eines Rhombus gilt /75/:

$$F = c^2 \cdot \sin \delta \quad (4.27)$$

Eine Seitenfläche des Körpers aus Bild 4.7 entspricht der Rautenfläche, vermindert um eine Kreisfläche mit dem Radius R_i .

$$S_{ai}^* = 6 (c_i^2 \cdot \sin \delta - R_i^2)$$

(4.28)

b) Kontaktflächen zu den Körnern:

Sie entsprechen den Kugeloberflächen.

$$S_{bi} = 4 \pi R_i^2$$

(4.29)

Die Gesamtflächen in einem Einheitsvolumen ergeben sich durch Multiplikation mit der Anzahl der Körner A_i . Einsetzen von (4.19) und (4.26) in (4.28) und (4.29) ergibt:

$$S_{ai} = 6 A_i (c_i^2 \cdot \sin \delta - \pi R_i^2)$$

(4.30)

$$S_{bi} = 4 \cdot A_i \cdot \pi \cdot R_i^2$$

(4.31)

$$S_{ai} = \frac{9 V_i}{2 \pi R_i} \left\{ \frac{1}{\sin \delta} \left[\frac{4}{3} \pi \left(1 + \frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{V_i} \right) \right]^{\frac{2}{3}} - \pi \right\}$$

(4.32)

$$S_{bi} = 3 \frac{V_i}{R_i}$$

(4.33)

In Abschnitt 4.1.1 wurde aus den thermischen Ausdehnungen für jede Korngrößenfraktion ein Rißvolumen in Abhängigkeit von der Temperatur berechnet. Dividiert man diese Rißvolumina, die bestimmten Bereichen zugeordnet sind, durch die entsprechenden Flächen aus Gleichung (4.32) und (4.33), so kann eine temperaturabhängige Rißweitenverteilung bestimmt werden. Es ergeben sich, unter Vernachlässigung des Bereich I, die folgenden beiden Beziehungen:

a) Bereich II (Aufheizung oberhalb ca. 150°C)

$$\Delta_i^{Auf}(T) = \frac{V_{ri}^{Auf}(T)}{\frac{1}{2} S_{oi}} \quad (4.34)$$

(Der Faktor 1/2 ist notwendig, da ein Matrixriß -Flächen S_{ai} von zwei Oberflächen begrenzt wird)

b) Bereich III (Abkühlung von der Höchsttemperatur aus)

$$\Delta_i^{Ab}(T) = \frac{V_{ri}^{Ab}(T)}{S_{bi}} \quad (4.35)$$

Der Faktor $\sin \delta$, der die Variation innerhalb der kubischen Strukturen angibt, kann für den Winkelbereich $120^\circ > \delta > 60^\circ$ gleich 1 gesetzt werden. Dadurch ergeben sich näherungsweise für alle kubischen Strukturen die folgenden Gleichungen:

Bereich II :

$$\Delta_i^{\text{Auf}}(T) = \frac{4 [\epsilon_{\text{Mi},v}(T) - a_i \epsilon_{g,v}(T) - b_i \epsilon_{\text{Mi}-1,v}(T)] \cdot V_b \cdot 10^{-3}}{9 \frac{V_i}{\pi R_i} \left\{ \left[\frac{4}{3} \pi \left(1 + \frac{\sum_{j=0}^{i-1} V_j}{V_i} \right) \right]^{\frac{2}{3}} - \pi \right\}} \quad (4.36)$$

Bereich III :

$$\Delta_i^{\text{Ab}}(T) = \left[\frac{\epsilon_{\text{Mi},v}^{\text{Restd.}}(T) - \epsilon_{\text{Mi},v}(T) - a_i [\epsilon_{g,v}^{\text{Restd.}}(T) - \epsilon_{g,v}(T)]}{3 \frac{V_i}{R_i}} - \frac{b_i [\epsilon_{\text{Mi}-1,v}^{\text{Restd.}}(T) - \epsilon_{\text{Mi}-1,v}(T)]}{3 \frac{V_i}{R_i}} \right] V \cdot 10^{-3} \quad (4.37)$$

$\Delta_i^{\text{Auf}}(T)$ = Rißweite bei Aufheizung für die Kornfraktion i

$\Delta_i^{\text{Ab}}(T)$ = Rißweite bei Abkühlung für die Kornfraktion i

$\epsilon_{\text{Mi},v}(T)$ = thermische Dehnung der Matrixmörtel

$\epsilon_{g,v}(T)$ = thermische Dehnung des Zuschlags

$\epsilon_{\text{Mi},v}^{\text{Restd.}}(T)$ = Restdehnung der Matrixmörtel

$\epsilon_{g,v}^{\text{Restd.}}(T)$ = Restdehnung des Zuschlags

$V_{i,j}$ = Volumen der jeweiligen Zuschlagfraktion

V_b = Beton- bzw. Mörtelvolumen

a_i = jeweiliger Volumenanteil des Zuschlags

b_i = jeweiliger Volumenanteil der Matrix

R_i = Radius der jeweiligen Zuschlagfraktion

4.1.5 Ermittlung der Eingangsdaten für die Anwendung des Modells, Abschätzung der Rißweiten

Am Beispiel eines portlandzementgebundenen Mörtels mit quarzitischem Zuschlag wurde das vorgestellte Modell angewendet. Dazu sind als Eingangsdaten die thermischen Ausdehnungen des Zuschlags, des Zementsteins sowie die des Mörtels und seiner Matrixmörtel zu bestimmen. Die Ergebnisse der Rißweitenberechnung wurden anhand von Quecksilberporosimetrieuntersuchungen überprüft, die parallel dazu an diesem Mörtel sowie an seinen zugehörigen Matrixmörteln durchgeführt wurden. Die Matrixmörtel lassen sich leicht durch Absieben der jeweils größten Zuschlagfraktion der Sieblinie herstellen. Die entsprechenden Mischungszusammensetzungen und Sieblinien sind in den folgenden Tabellen zusammengestellt.

Tabelle 4.4: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten des Zementsteins; Serienbezeichnung Z2

| Baustoffe pro m ³ Zementstein | | | W/Z- Wert | Roh- dichte | Würfeldruck- festigkeit (28 Tage) |
|--|----------|--------|--------------|--------------------|---|
| Zement | Zuschlag | Wasser | | | |
| 1600 | — | 480 | 0,3 | 2,19 | 83,1 |
| kg | — | kg | — | kg/dm ³ | N/mm ² |

Tabelle 4.5. Mischungsaufbau und betontechnologische Daten des Mörtels; Serienbezeichnung M3

| Baustoffe pro m ³ Mörtel | | | W/Z- Wert | Roh- dichte | Würfeldruck- festigkeit (28 Tage) |
|-------------------------------------|----------|--------|--------------|--------------------|---|
| Zement | Zuschlag | Wasser | | | |
| 562 | 1689 | 270 | 0,48 | 2,18 | 39,1 |
| kg | kg | kg | — | kg/dm ³ | N/mm ² |

Tabelle 4.6: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten
des 1. Matrixmörtels; Serienbezeichnung M3 II

| Baustoffe pro m³ Matrixmörtel | | | W/Z- Wert | Roh- dichte | Würfeldruck- festigkeit (28 Tage) |
|-------------------------------|----------|--------|--------------|----------------|---|
| Zement | Zuschlag | Wasser | | | |
| 533 | 1493 | 256 | 0,48 | 2,17 | 47,4 |
| kg | kg | kg | — | kg/dm³ | N/mm² |

Tabelle 4.7: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten
des 2. Matrixmörtels; Serienbezeichnung
M3 III

| Baustoffe pro m³ Matrixmörtel | | | W/Z- Wert | Roh- dichte | Würfeldruck- festigkeit (28 Tage) |
|-------------------------------|----------|--------|--------------|----------------|---|
| Zement | Zuschlag | Wasser | | | |
| 601 | 1345 | 288 | 0,48 | 2,14 | 45,1 |
| kg | kg | kg | — | kg/dm³ | N/mm² |

Tabelle 4.8: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten
des 3. Matrixmörtels; Serienbezeichnung M3 IV

| Baustoffe pro m³ Matrixmörtel | | | W/Z- Wert | Roh- dichte | Würfeldruck- festigkeit (28 Tage) |
|-------------------------------|----------|--------|--------------|----------------|---|
| Zement | Zuschlag | Wasser | | | |
| 776 | 963 | 373 | 0,48 | 2,18 | 50,3 |
| kg | kg | kg | — | kg/dm³ | N/mm² |

Tabelle 4.9: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten des 4. Matrixmörtels; Serienbezeichnung M3 V

| Baustoffe pro m ³ Matrixmörtel | | | W/Z- Wert | Roh- dichte | Würfeldruck- festigkeit (28 Tage) |
|---|----------|--------|--------------|--------------------|---|
| Zement | Zuschlag | Wasser | | | |
| 1065 | 341 | 511 | 0,48 | 2,01 | 48,2 |
| kg | kg | kg | — | kg/dm ³ | N/mm ² |

Tabelle 4.10: Sieblinien des Mörtels und der Matrixmörtel

| Korngruppe Lochweite in mm | Siebdurchgang in Gew.-% | | | | |
|-------------------------------|-------------------------|-------|--------|-------|-------|
| | M 3 | M 3II | M 3III | M 3IV | M 3V |
| 0/0,25 | 10,5 | 11,2 | 14,0 | 25,4 | 100,0 |
| 0,25/0,5 | 41,4 | 44,3 | 55,2 | 100,0 | |
| 0,5/1 | 75,0 | 80,3 | 100,0 | | |
| 1/2 | 93,4 | 100,0 | | | |
| 2/4 | 100,0 | | | | |

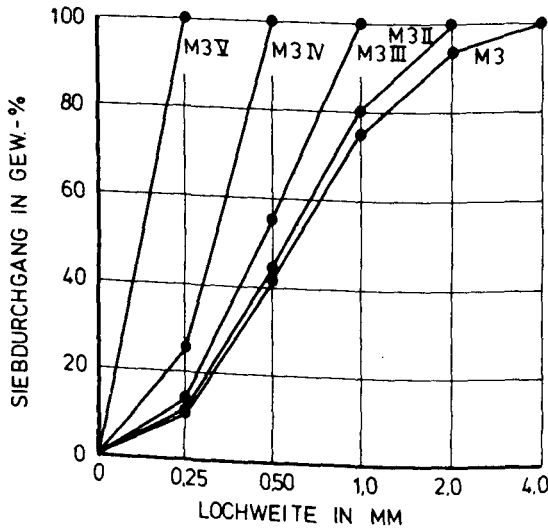


Bild 4.8: Sieblinien des Mörtels und der Matrixmörtel

• Thermische Ausdehnung von Zementstein

Die thermische Ausdehnung des Zementsteins während der Aufheizung bis 800°C, sowie während der Abkühlung von verschiedenen Höchsttemperaturen aus, ist in Bild 4.9 dargestellt. Bei der Ermittlung der Aufheizkurve wurden bis zu den entsprechenden Endtemperaturen auch die Aufheizkurven der Messungen mit niedrigeren Höchsttemperaturen verwendet.

Die Zementsteinproben zeigen zu Beginn der Aufheizung bis etwa 150°C eine Ausdehnung. Bei höheren Temperaturen setzt dann aber ein starkes Schwinden ein, wobei sich der Probekörper, abhängig von der Höchsttemperatur, um bis zu 40% verkürzt.

Die Abkühlkurven von allen eingestellten Höchsttemperaturen aus bilden eine Schar von nahezu parallelen Geraden. Es

liegt nahe, die daraus berechnete Verformung der echten Festkörperdehnung der Hydratationsprodukte zuzuordnen, weil die Abkühlvorgänge bei den trockenen Proben i.w. ohne Wasserteilverlust oder -aufnahme ablaufen. Die Steigungen dieser Geraden liegen in guter Übereinstimmung mit der für trockenen und wassergesättigten Zementstein ermittelten Wärmedehnzahl ($\alpha = 1,1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1} / 1/$) und den Werten die in /20/ als "wahre" Wärmedehnung angegeben werden.

Die Bestimmung einer nur temperaturabhängigen Verformung von Zementstein unterliegt im unteren Temperaturbereich gewissen Schwierigkeiten, da die Parameter Zeit, Probengeometrie (O/V) und Probendichtigkeit variieren können.

Die hier bestimmten thermischen Ausdehnungen des Zementsteins wurden unter Konstanthalten der Aufheizgeschwindigkeit (1 K/min) und Haltezeit nach Erreichen der Höchsttemperatur (2 Stunden) ermittelt. Ebenso wurde eine einheitliche Probengeometrie verwendet.

Bei der Übertragung der Ergebnisse auf den Zementstein, wie er als Matrix in Mörtel oder Beton vorliegt, müssen die veränderten Randbedingungen jedoch beachtet werden: Die relativ kleinen Abmessungen der Zementsteinteilchen, die in Mörtel oder Beton die Zwischenräume zwischen den Zuschlägen füllen, besitzen zunächst ein günstigeres O/V-Verhältnis als die zur Messung verwendeten Bohrkörper, jedoch muß das verdunstende Wasser über Diffusionsprozesse zur Probenoberfläche gelangen. Im unteren Temperaturbereich erhält man daher einen Bereich, in dem die Verformung der Zementsteinmatrix des Mörtels auch von der Probenform und Probendichtigkeit abhängt. Die thermische Verformung der Zementsteinmatrix bei Aufheizung auf unterschiedliche Höchsttemperaturen kann demnach aus Bild 4.9 entnommen werden. Jedoch muß im unteren Temperaturbereich mit großen Abweichungen vom dargestellten Kurvenverlauf gerechnet werden, wenn für den Zementstein völlig andere Verdunstungsbedingungen vorliegen.

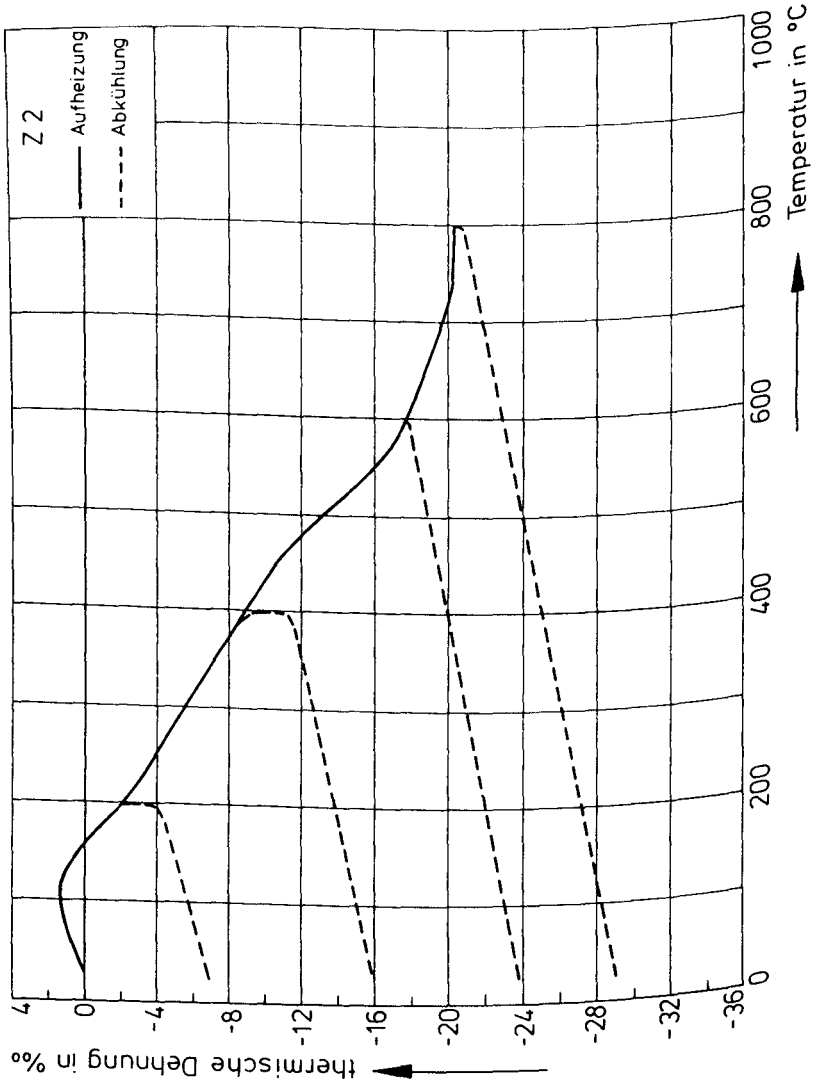


Bild 4.9: Thermische Ausdehnung von Zementstein (Z2)
mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

• Thermische Ausdehnung von Quarzzuschlag

Die Bestimmung einer einheitlichen thermischen Ausdehnung von Zuschlagmaterial ist mit großen Schwierigkeiten behaftet, da der Zuschlag eine Mischung verschiedener Gesteinsarten darstellt, die u.U. ein deutlich voneinander abweichendes Ausdehnungsverhalten aufweisen können. Viele Untersuchungen der thermischen Ausdehnung von Betonzuschlag im Temperaturbereich bis 100°C wurden daher mit Dilatometern zur Bestimmung der kubischen Wärmedehnzahl von Festkörpern durchgeführt /20/, mit denen ein mittlerer Ausdehnungskoeffizient von statistisch zusammengesetzten Zuschlaggemischen direkt ermittelt werden kann. Für deutlich höhere Temperaturen als ca. 100°C kann ein derartiges Dilatometer aufgrund seines Funktionsprinzips nicht mehr verwendet werden. Daher wurden die linearen thermischen Ausdehnungen mit dem Hochtemperaturdilatometer gemessen, wobei entsprechend der Zusammensetzungen des Zuschlags nur der Quarz als Hauptbestandteil des Mörtelzuschlags untersucht wurde.

Da sich Abweichungen aufgrund von Anisotropien in der thermischen Ausdehnung des Quarz ergeben können, wurde die Ausdehnungskurve als Mittelwert aus mehreren Messungen berechnet, bei denen der Probekörper jeweils neu, in eine andere Richtung gedreht, eingebaut worden war. Die Ergebnisse der Messungen sind auf Bild 4.10 dargestellt.

Im gesamten Temperaturbereich dehnt sich der Quarz aus. Zwischen 550 und 650°C nimmt die Dehnung durch die Umwandlung der Quarzkristalle stark zu. Zwischen 650 und 850°C bleibt sie dann nahezu konstant. Die Abkühlkurven weichen bis zur Höchsttemperatur von 400°C nur wenig von der Aufheizkurve ab. Das bedeutet, daß die thermische Ausdehnung reversibel ist. Bei Aufheizen auf über 600°C verlaufen die Abkühlkurven etwas oberhalb der Aufheizkurve. Demnach verbleibt eine kleine Restdehnung der Probe, obwohl die Umwandlung der Quarzkristalle bei 573°C reversibel ist.

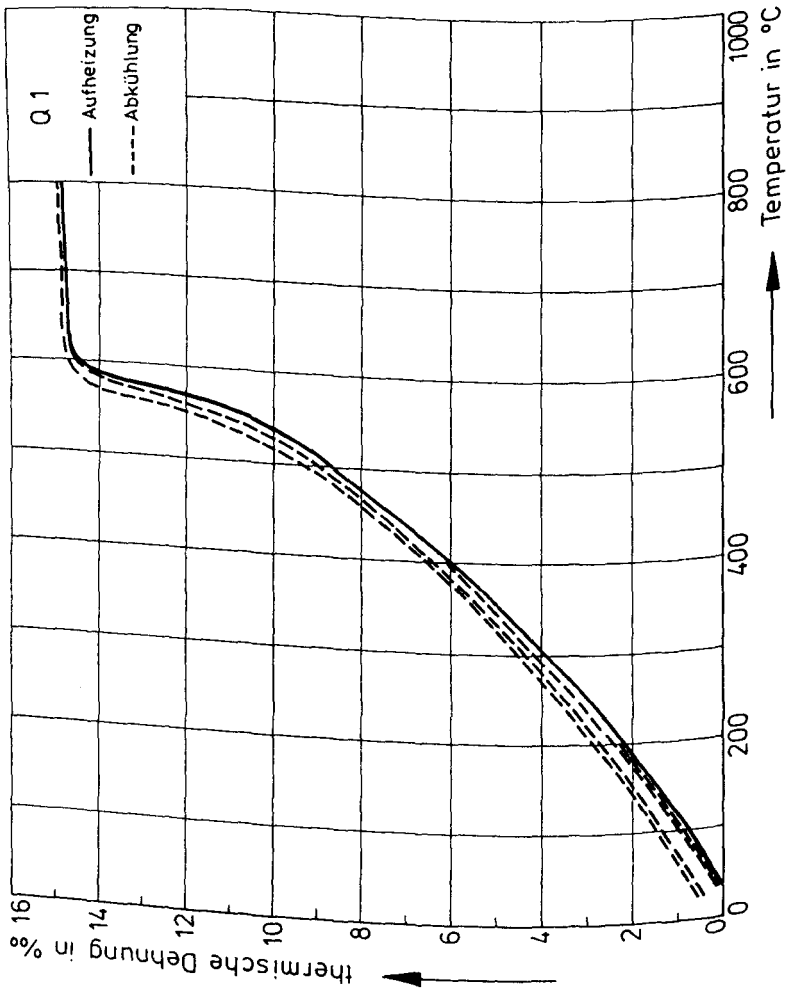


Bild 4.10: Thermische Dehnung von Quarzzuschlag (Q1) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800 °C aus

• Thermische Ausdehnung von Mörtel und Matrixmörtel

Die Bestimmung der temperaturabhängigen Verformung des Mörtels und der Matrixmörtel unterliegt im unteren Temperaturbereich den gleichen Schwierigkeiten wie beim Zementstein. Die Messungen wurden daher in gleicher Weise wie mit dem Zementstein durchgeführt: Unter Konstanthalten der Aufheizgeschwindigkeit (1 K/min) und Haltezeit nach Erreichen der Höchsttemperatur (2 Stunden) und Verwenden einer einheitlichen Probenabmessung. Bei geänderten Bedingungen für das Ausdampfen des Wassers aus der Zementsteinmatrix können sich im unteren Temperaturbereich aber wieder Abweichungen von der gemessenen Verformungskurve ergeben.

Die thermischen Ausdehnungen des Mörtels und der Matrixmörtel liegen entsprechend der Zuschlaganteile gestaffelt zwischen den Verformungskurven des Zuschlags und der von reinem Zementstein (vgl. Bilder 4.11 bis 4.15). Mit abnehmendem Zuschlaganteil tritt das Schwinden der Zementsteinkomponente mehr und mehr in den Vordergrund. Der Matrixmörtel M3 V zeigt daher oberhalb von 200°C nur noch Schwindverformungen. Bei dem Matrixmörtel M3 IV kompensieren sich die Verformungen des Zuschlag- und Zementsteinanteils nahezu, so daß die Probe im gesamten Temperaturbereich nur geringe Verformungen aufweist. Die thermischen Dehnungen der Proben M3 III und M3 II unterscheiden sich wenig von der des Mörtels.

Die Abkühlkurven weichen nach allen Temperaturbelastungen deutlich von den Aufheizkurven ab. Durch das Schwinden der Zementsteinkomponente ergeben sich bleibende Verkürzungen der Proben, die bei den Matrixmörteln mit kleinerem Zuschlaganteil größer werden.

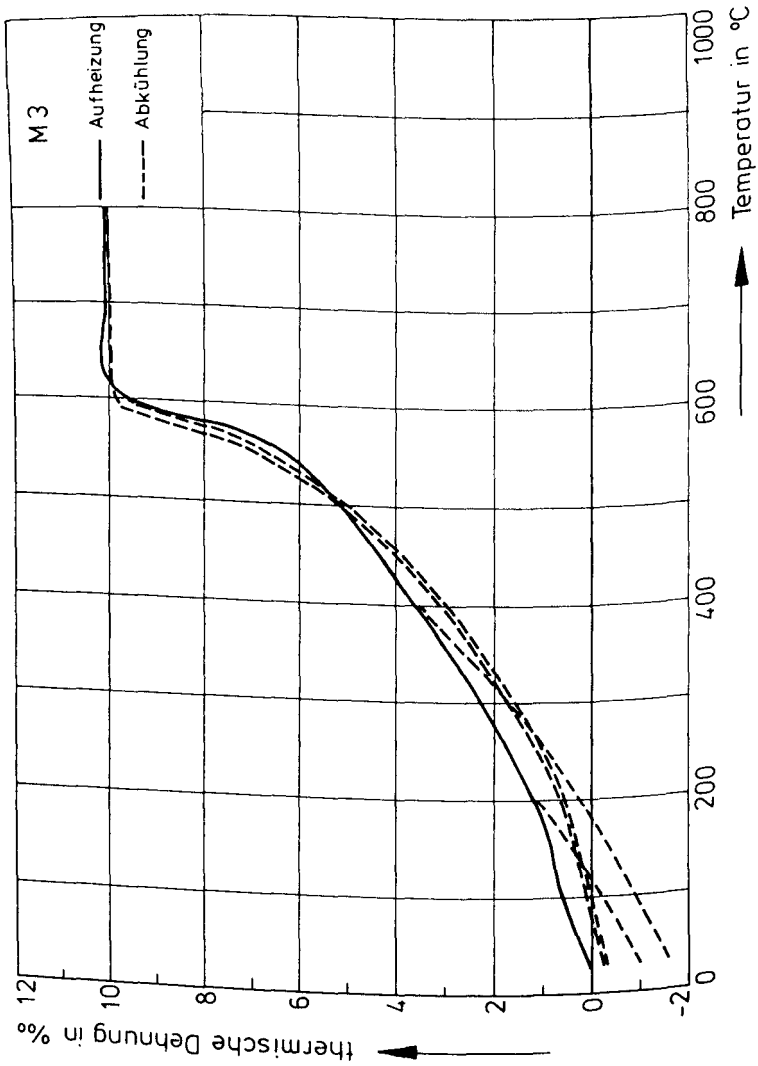


Bild 4.11: Thermische Dehnung von Mörtel (M3) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

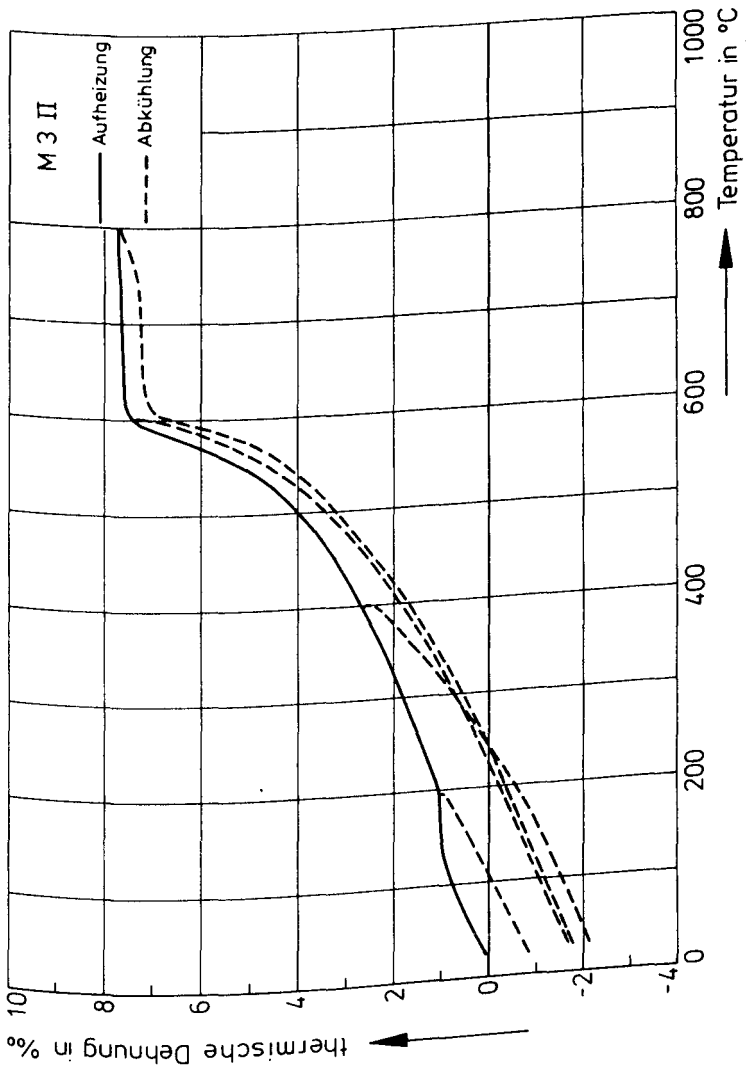


Bild 4.12: Thermische Dehnung von Matrixmortel (M3 II) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

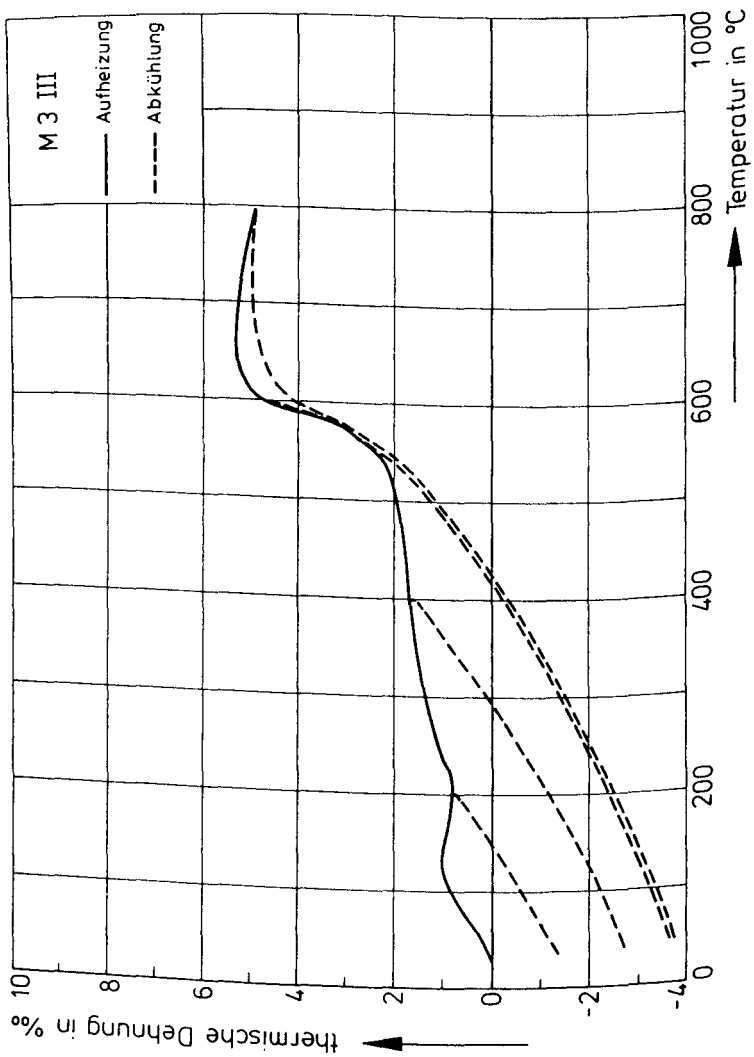


Bild 4.13: Thermische Dehnung von Matrixmortel (M3 III) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

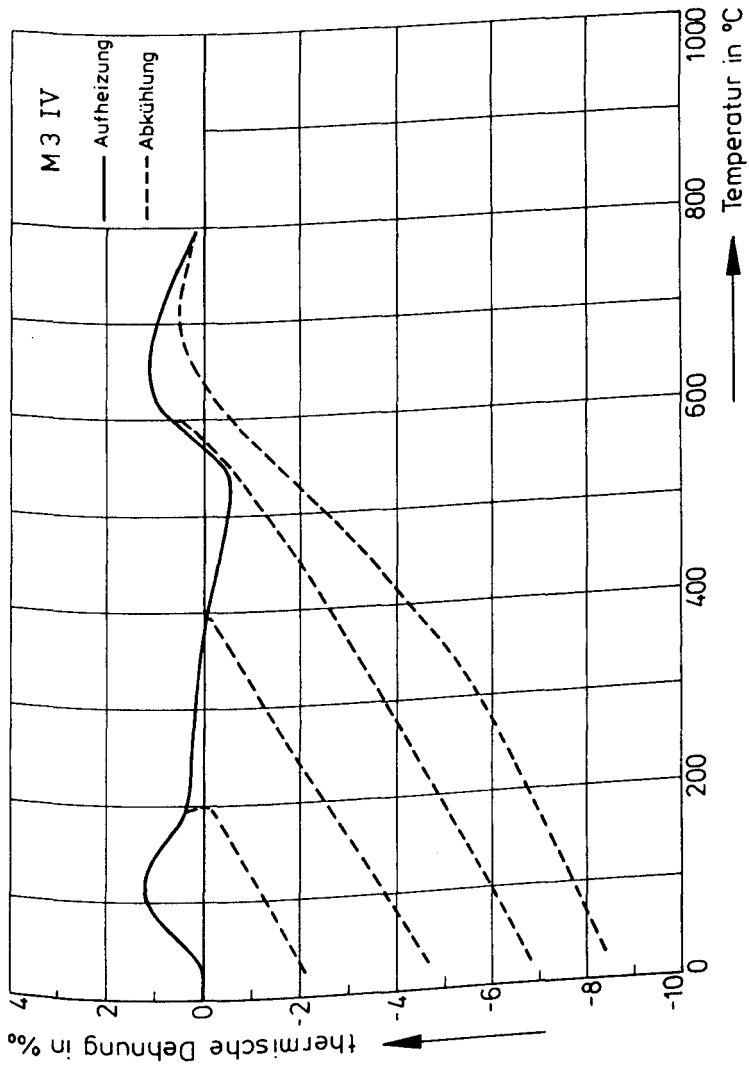


Bild 4.14: Thermische Dehnung von Matrixmörtel (M3 IV)
mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

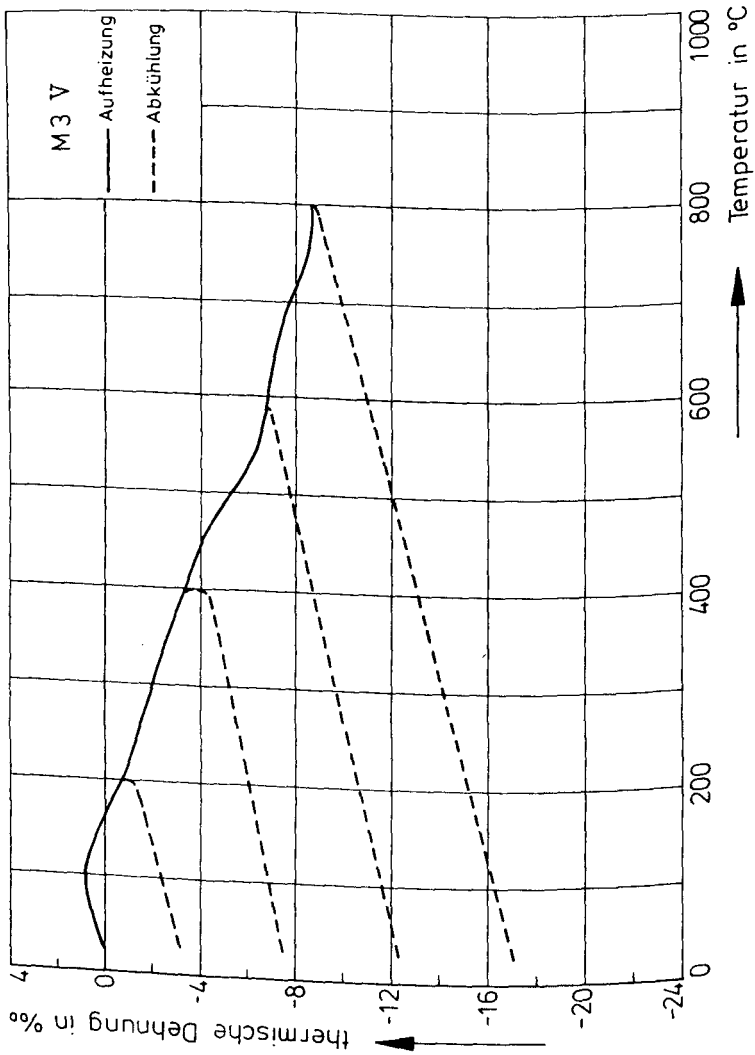


Bild 4.15: Thermische Dehnung von Matrixmortel (M3 V) mit Abkühlung von 200, 400, 600 und 800°C aus

• Durchführung der Berechnung

Nach der Bestimmung der Wärmeausdehnungen konnte die Berechnung durchgeführt werden. Dazu wurden die linearen Wärmeausdehnungen unter vereinfachender Annahme isotroper Wärmeausdehnung in die Volumendehnungen umgerechnet. Es gilt:

$$\epsilon_v \approx \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = 3 \epsilon_x \quad \text{nach /59/ (4.38)}$$

Einsetzen dieser Werte und der Werte des Mischungsaufbaus (Sieblinie, Zementgehalt etc.) in die Gleichungen (4.36) und (4.37) ergibt die Rißweiten für den Aufheiz- und den Abkühlzyklus. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.11 dargestellt; zusätzlich sind die berechneten Rißweiten in Bild 4.16 in Abhängigkeit von der Temperatur aufgetragen.

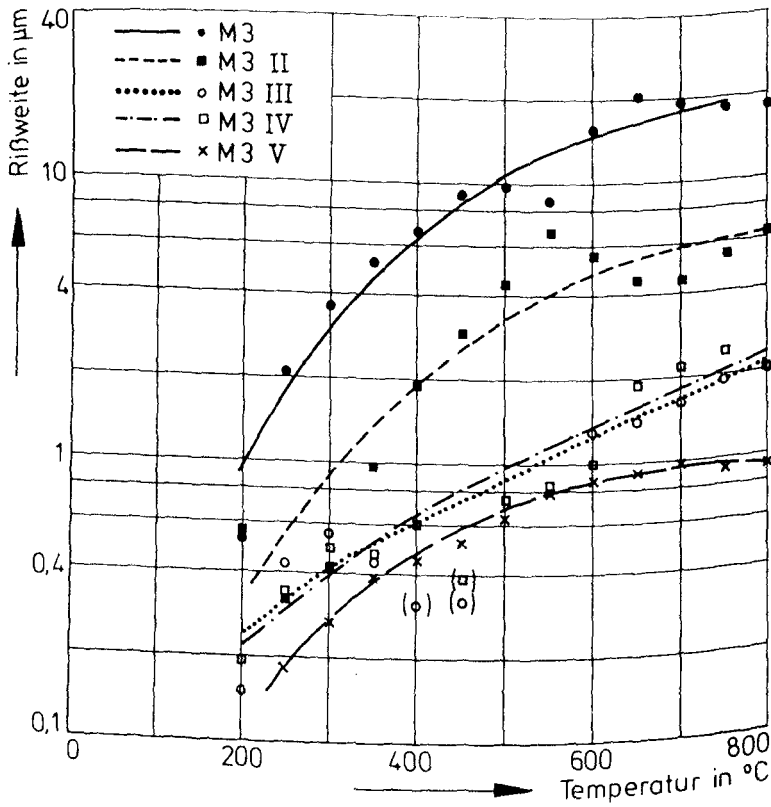


Bild 4.16: Berechnete Rißweiten in Mörtel und Matrixmörtel bei hohen Temperaturen

Tabelle 4.11: Zusammenstellung der berechneten Rißvolumina und Rißweiten für Aufheizung und Abkühlung

| Temperatur | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 450 | 500 | 550 | 600 | 650 | 700 | 750 | 800 | °C |
|--------------------|-------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|---------------------------------|
| Aufheizung | | | | | | | | | | | | | | |
| $\epsilon(Q1)$ | 2,1 | 2,9 | 3,9 | 4,9 | 6,0 | 7,2 | 8,6 | 10,5 | 14,5 | 14,7 | 14,8 | 14,8 | 14,8 | ‰ |
| $\epsilon(M3)$ | 1,2 | 1,7 | 2,3 | 2,9 | 3,6 | 4,4 | 5,2 | 6,3 | 9,5 | 10,2 | 10,1 | 10,1 | 10,1 | ‰ |
| $\epsilon(M3II)$ | 1,1 | 1,4 | 1,8 | 2,2 | 2,7 | 3,2 | 3,9 | 5,1 | 7,4 | 7,6 | 7,6 | 7,7 | 7,7 | ‰ |
| $\epsilon(M3III)$ | 0,8 | 1,1 | 1,4 | 1,6 | 1,7 | 1,8 | 2,0 | 2,4 | 4,8 | 5,3 | 5,3 | 5,2 | 4,9 | ‰ |
| $\epsilon(M3IV)$ | 0,3 | 0,2 | 0,2 | 0,1 | 0 | -0,3 | -0,4 | -0,5 | 0,6 | 1,1 | 1,0 | 0,6 | 0,2 | ‰ |
| $\epsilon(M3V)$ | -0,8 | -1,4 | -2,0 | -2,6 | -3,4 | -4,1 | -5,3 | -6,4 | -6,8 | -7,2 | -7,7 | -8,5 | -8,7 | ‰ |
| $\epsilon(Z2)$ | -2,1 | -3,7 | -5,3 | -7,2 | -8,8 | -10,5 | -13,1 | -16,0 | -17,9 | -18,7 | -19,7 | -20,3 | -20,4 | ‰ |
| $V_{rI,T}^{Auf}$ | 0,18 | 0,72 | 1,25 | 1,78 | 2,30 | 3,12 | 3,34 | 2,95 | 5,45 | 6,95 | 6,64 | 6,35 | 6,35 | dm ³ /m ³ |
| $\Delta_{rI,T}$ | 0,52 | 2,1 | 3,6 | 5,2 | 6,7 | 9,0 | 9,7 | 8,6 | 15,8 | 20,1 | 19,2 | 18,4 | 18,4 | µm |
| $V_{rII,T}^{Auf}$ | 0,41 | 0,24 | 0,31 | 0,71 | 1,39 | 2,17 | 3,32 | 4,98 | 4,14 | 3,38 | 3,34 | 4,00 | 4,60 | dm ³ /m ³ |
| $\Delta_{rII,T}$ | 0,56 | 0,32 | 0,41 | 0,96 | 1,9 | 2,9 | 4,4 | 6,7 | 5,5 | 4,5 | 4,5 | 5,4 | 6,2 | µm |
| $V_{rIII,T}^{Auf}$ | 0,18 | 0,50 | 0,64 | 0,52 | 0,36 | 0,38 | 0,03 | 0,10 | 1,49 | 1,69 | 1,82 | 2,19 | 2,31 | dm ³ /m ³ |
| $\Delta_{rIII,T}$ | 0,15 | 0,43 | 0,55 | 0,44 | 0,31 | 0,32 | / | / | 1,3 | 1,4 | 1,6 | 1,9 | 2,0 | µm |
| $V_{rIV,T}^{Auf}$ | 0,29 | 0,50 | 0,73 | 0,71 | 0,92 | 0,56 | 1,12 | 1,25 | 1,51 | 2,86 | 3,26 | 3,55 | 3,05 | dm ³ /m ³ |
| $\Delta_{rIV,T}$ | 0,19 | 0,34 | 0,49 | 0,47 | 0,61 | 0,37 | 0,74 | 0,83 | 1,0 | 1,9 | 2,2 | 2,4 | 2,0 | µm |
| $V_{rV,T}^{Auf}$ | 0,88 | 1,73 | 2,54 | 3,68 | 4,20 | 4,94 | 6,00 | 7,43 | 8,24 | 8,57 | 9,01 | 8,63 | 8,47 | dm ³ /m ³ |
| $\Delta_{rV,T}$ | 0,09 | 0,18 | 0,27 | 0,39 | 0,45 | 0,52 | 0,64 | 0,79 | 0,87 | 0,91 | 0,96 | 0,91 | 0,90 | µm |
| Abkühlung | | | | | | | | | | | | | | |
| $\epsilon(Q1)$ | 0 | | | | 0 | | | 0,5 | | | | 0,5 | ‰ | |
| $\epsilon(M3)$ | -0,9 | | | | -1,4 | | | -0,3 | | | | -0,3 | ‰ | |
| $\epsilon(M3II)$ | -0,8 | | | | -2,1 | | | -1,8 | | | | -1,8 | ‰ | |
| $\epsilon(M3III)$ | -1,4 | | | | -2,8 | | | -3,8 | | | | -3,8 | ‰ | |
| $\epsilon(M3IV)$ | -2,1 | | | | -4,6 | | | -6,8 | | | | -8,4 | ‰ | |
| $\epsilon(M3V)$ | -3,1 | | | | -7,5 | | | -12,1 | | | | -17,0 | ‰ | |
| $\epsilon(Z2)$ | -6,8 | | | | -15,9 | | | -23,9 | | | | -29,1 | ‰ | |
| $V_{rI,T}^{Ab}$ | -0,72 | | | | -0,46 | | | -1,52 | | | | -2,12 | dm ³ /m ³ | |
| $\Delta_{rI,T}$ | / | | | | / | | | / | | | | / | µm | |
| $V_{rII,T}^{Ab}$ | 0,83 | | | | -0,35 | | | -0,01 | | | | -0,37 | dm ³ /m ³ | |
| $\Delta_{rII,T}$ | (1,6) | | | | / | | | / | | | | / | µm | |
| $V_{rIII,T}^{Ab}$ | 0,22 | | | | 1,18 | | | 1,54 | | | | 3,52 | dm ³ /m ³ | |
| $\Delta_{rIII,T}$ | 0,12 | | | | 0,65 | | | 0,84 | | | | 1,9 | µm | |
| $V_{rIV,T}^{Ab}$ | -0,08 | | | | 0,43 | | | 0,60 | | | | 2,70 | dm ³ /m ³ | |
| $\Delta_{rIV,T}$ | / | | | | 0,13 | | | 0,18 | | | | 0,83 | µm | |
| $V_{rV,T}^{Ab}$ | 1,62 | | | | 3,48 | | | 2,49 | | | | 1,39 | dm ³ /m ³ | |
| $\Delta_{rV,T}$ | 0,42 | | | | 0,52 | | | 0,37 | | | | 0,21 | µm | |

4.1.6 Vergleich mit Meßergebnissen

Die beobachteten Rißweiten können mit experimentell in Quecksilberporosimetrieuntersuchungen bestimmten "häufigsten Rißweiten" verglichen werden, um eine Überprüfung des Modellansatzes durchzuführen. In den folgenden Bildern 4.17 bis 4.20 sind differentielle Porenradienverteilungen der Matrixmörtel und des Mörtels dargestellt. Die Proben wurden Temperaturbelastungen von 200, 400, 600 und 800°C unterworfen. In den differentiellen Porenradienverteilungen gibt das bei größeren Porenradien auftretende Maximum die durch die thermische Belastung auftretenden Rißsysteme wieder. Die Lage des Maximums entspricht der "häufigsten Rißweite" (vgl. auch Kapitel 2.2).

Die Porenvolumina sind auf das jeweilige Probentrockengewicht bezogen. Bei einem Vergleich der spezifischen Porenvolumina der Matrixmörtel und des Mörtels untereinander muß berücksichtigt werden, daß in den Proben mit ansteigender Zuschlaggröße auch ein höherer Zuschlaganteil vorliegt. Die Porosität, die i.w. vom Zementstein und Rissen herrührt, ist daher in den Proben mit geringem Zuschlaganteil spezifisch höher. Um dies auszugleichen wurden die differentiellen Porenradienverteilungen der Matrixmörtel auf den Gewichtsanteil bezogen, den der jeweilige Matrixmörtel im Mörtel M3 einnimmt. Das entspricht dem Vorgehen, die jeweils in den Matrixmörteln nicht verwendeten Zuschlaganteile im Bezugsgewicht zu berücksichtigen. Am Beispiel des Matrixmörtels M3 V soll dies erläutert werden: Der Matrixmörtel M3 V enthält nur Zuschläge der Fraktion 0/0,25. Sein Gewichtsanteil im Mörtel M3 beträgt somit ungefähr 40% (vgl. Sieblinie und Mischungszusammensetzung). Die differentielle Porenradienverteilung der Probe M3 V muß daher um den Faktor 0,4 reduziert werden, um mit der Kurve des Mörtels M3 verglichen werden zu können. In den verschiedenen Porenradienverteilungen unterscheiden sich bei gleichen Belastungstemperaturen die Maxima, die der Zementsteinmatrix

zuzuordnen sind, dann nur wenig, weil in allen Matrixmörteln rechnerisch die gleiche Menge Zementstein vorhanden ist.

Deutliche Unterschiede zwischen den einzelnen Matrixmörteln ergeben sich im Bereich des zweiten Maximums (bei größeren Radien), das die Rißbildung nach Temperaturbeanspruchungen wiedergibt. Der Matrixmörtel M3 V mit den kleinsten Zuschlägen und dem kleinsten Zuschlaganteil weist auch das kleinste Maximum in diesem Bereich auf. Bei den Matrixmörteln mit größeren Zuschlägen und Zuschlaganteilen (M3 IV.. ..M3 II) verändert sich das Maximum. Es verlagert sich zu größeren Radien und weitet sich auf. Das Rißvolumen und die häufigste Rißweite steigen demnach mit der Zuschlaggröße und dem Zuschlaganteil an. Liegen unterschiedliche Korngrößen und Kornanteile vor, so tritt eine "Verschmierung" der häufigsten Rißweite auf.

Die Zunahme des Rißvolumens kann auf den höheren Zuschlaganteil zurückgeführt werden, weil die Differenz in der thermischen Ausdehnung der Komponenten anwächst. Die Verschiebung des häufigsten Radius muß dagegen mit der Korngröße in Zusammenhang stehen. Mit steigender Korngröße entstehen bei einer bestimmten Temperatur Risse mit größeren Rißweiten.

Bei höheren Temperaturen vergrößert sich bei allen Proben die Porosität der Zementsteinmatrix infolge der eingangs diskutierten Dehydratationsreaktionen. Die häufigsten Rißweiten verschieben sich mit ansteigender Temperatur zu größeren Werten. Jedoch bleiben die Unterschiede zwischen den Rißweiten der Matrixmörtel bestehen. Zum Teil werden sie bei höheren Temperaturen sogar noch deutlicher. In der Abbildung 21 ist die Abhängigkeit der häufigsten Rißweite von der Temperatur für alle Matrixmörtel, sowie für Kontrollproben des Mörtels M3 dargestellt.

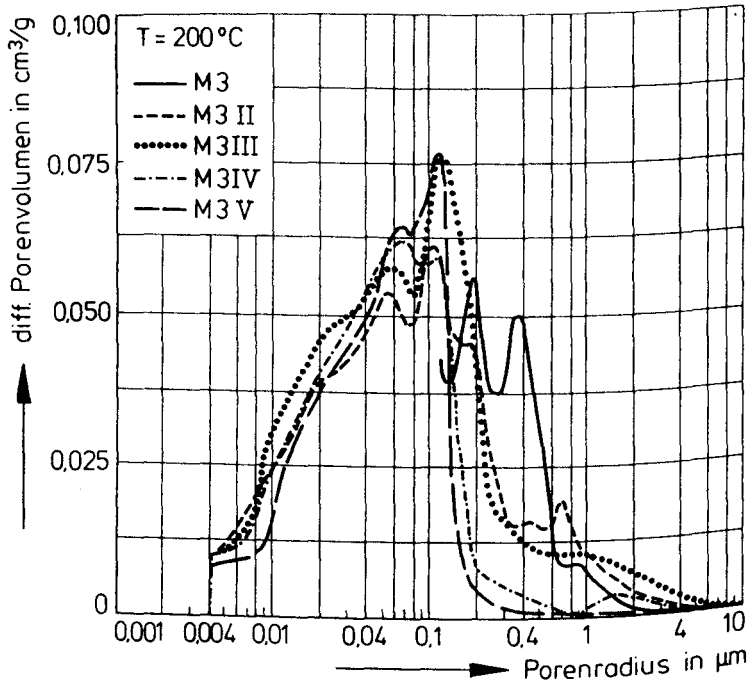


Bild 4.17: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Matrixmörteln (200°C), bezogen auf den jeweiligen Volumenanteil im Mörtel

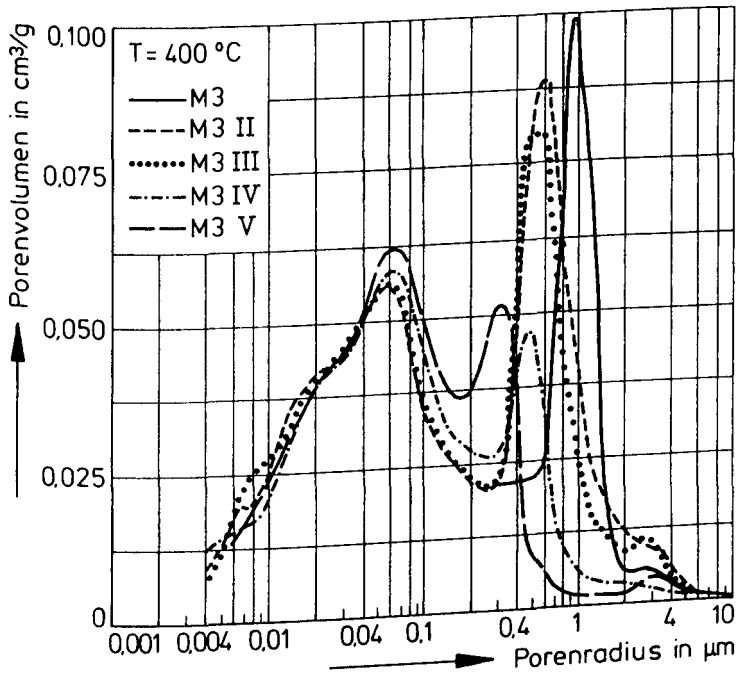


Bild 4.18: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Matrixmörteln (400°C), bezogen auf den jeweiligen Volumenanteil im Mörtel

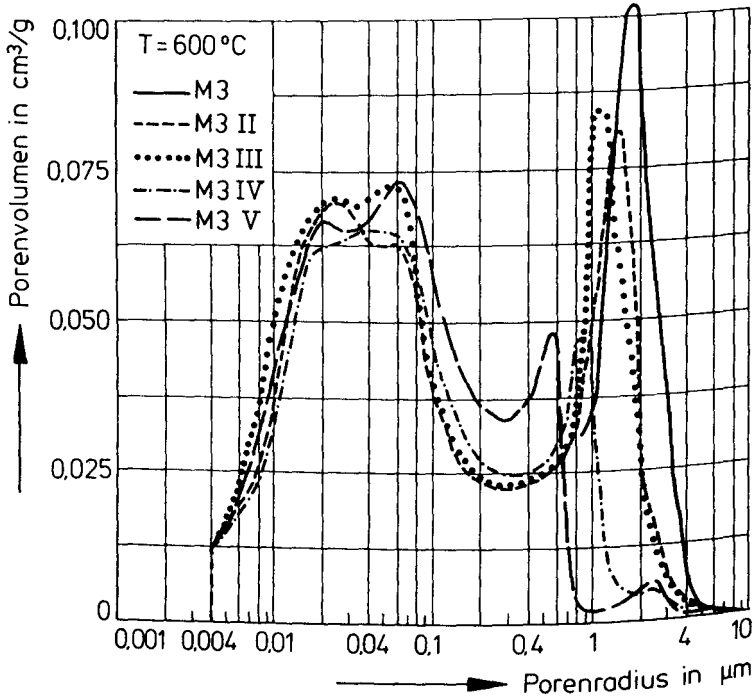


Bild 4.19: Porenradialverteilungen von thermisch beanspruchten Matrixmörteln (600°C), bezogen auf den jeweiligen Volumenanteil im Mörtel

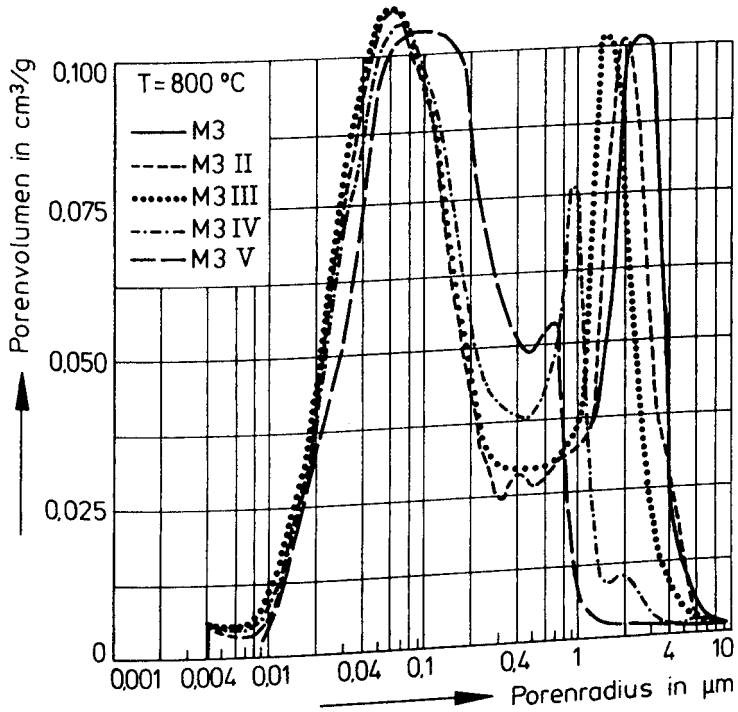


Bild 4.20: Porenradienverteilungen von thermisch beanspruchten Matrixmörteln (800°C), bezogen auf den jeweiligen Volumenanteil im Mörtel

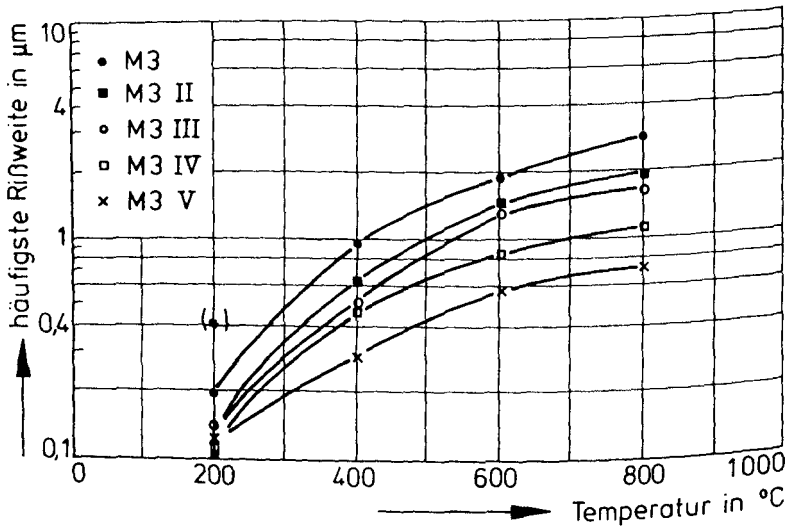


Bild 4.21: Häufigste Rißweite in den Matrixmörteln als Funktion der Temperatur

Diese, in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellten, experimentell mit der Quecksilberporosimetrie bestimmten Rißweiten können mit den in Bild 4.16 dargestellten, berechneten Rißweiten verglichen werden.

Die berechneten und die gemessenen Rißweiten zeigen ähnliche Temperaturabhängigkeiten. Die berechneten Rißweiten bilden jedoch ein Band, das insgesamt oberhalb der gemessenen Rißweiten verläuft. Eine Ursache für die Abweichungen kann darin zu suchen sein, daß die aus dem Modellansatz abgeleitete Sieblinie (vgl. Bild 4.22) nicht exakt die tatsächliche Sieblinie des Mörtels wiedergibt. Dadurch wird die Bestimmung der Rißflächen und somit die der Rißweiten ebenfalls nicht ganz exakt. Die Abweichung der Sieblinien voneinander ist im Bereich großer Zuschläge am größten. Dies deckt sich mit dem Ergebnis, daß die Unterschiede zwischen den berechneten und den gemessenen Rißweiten ebenfalls bei der größten Kornfraktion am größten sind.

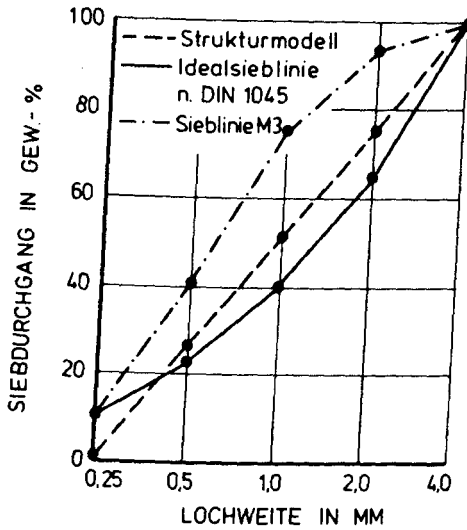


Bild 4.22: Sieblinie des Mörtels M3 im Vergleich mit der "künstlichen Sieblinie" des Strukturmodells

Eine weitere Ursache für die Unterschiede kann jedoch auch darin begründet sein, daß die Strukturuntersuchungen nicht bei Versuchstemperatur durchgeführt werden konnten, sondern nur an wiedererfalteten Proben. Die gemessenen Rißweiten repräsentieren daher sowohl Risse, die im Verlauf der Aufheizung, als auch Risse, die im Verlauf der Abkühlung entstanden sind.

Es ist möglich, daß sich beim Abkühlen der Proben ein Teil der vorher entstandenen Risse wieder schließt bzw. sich Rißweiten wieder verkleinern, weil noch Bindungen zwischen den Zuschlägen und der Matrix bestehen. Zusammen mit einem Verzahnungseffekt in den real nicht glatten Rißflächen wird dadurch die Kontraktion des Verbundkörpers bei Abkühlung erst ermöglicht. Diese Vermutung wird besonders dadurch gestützt, daß die für größere Zuschlagfraktionen aus dem Ab-

kühlzweig berechneten Rißvolumina negativ werden (vgl. Tabelle 4.11).

Dies kann nämlich nur so interpretiert werden, daß bei Aufheizung entstandener Hohlraum beim Abkühlen wieder verschlossen wird.

Die Berechnungen (vgl. Bild 4.16) zeigen in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Strukturuntersuchungen an Matrixmörteln (vgl. Bilder 4.17 bis 4.20) auch deutlich, daß durch das Vorhandensein verschiedener Zuschlaggrößen unterschiedliche Rißweiten bei ein und derselben Temperatur auftreten. Zunehmende Korngrößen führen zu größeren Rißweiten. Die Strukturuntersuchungen an Beton mit 16 mm Größtkorn zeigen das gleiche Ergebnis (/9/, dort Abb. 23).

Berücksichtigt man die starken Vereinfachungen bei der idealisierten Annäherung des Mörtels durch das entwickelte Strukturmodell, so zeigt der Vergleich der Berechnungen mit den Versuchsergebnissen, daß die Rißentstehung und das räumliche Rißmuster hinreichend genau mit dem einfachen Strukturmodell beschrieben werden. Das Modell erlaubt sogar die Rißweiten in Abhängigkeit von der Temperatur in realistischer Größenordnung abzuschätzen.

4.2 Praxisorientierte Beschreibung der Betonverformungen

Die Bereitstellung von Verformungs- und Festigkeitsdaten und die Ausarbeitung von Materialbeziehungen für die im Projektbereich A durchzuführenden rechnerischen Untersuchungen bilden seit Beginn der Förderung einen Schwerpunkt der Arbeiten im Teilprojekt B3. In der letzten Förderungsperiode erfolgte eine Konzentration auf die zusammenfassende Auswertung des vorliegenden Datenmaterials und auf die Ausarbeitung von vereinfachten, in der Praxis einsetzbaren Materialbeziehungen. Das Hauptinteresse galt dabei zunächst entsprechend den Temperaturverläufen bei Schadensfeuern und beim Normbrand- der Aufheizphase, d.h. den Betonverformungen bei kontinuierlich ansteigenden Temperaturen.

Mit den Untersuchungen über den Verlauf natürlicher Brände, die in den anderen Teilprojekten aufgenommen wurden, war es notwendig geworden, das mechanische Verhalten von Beton auch während der Abkühlphase verstärkt zu erforschen und die entwickelten Materialmodelle auf die Abkühlphase, d.h. auf den Bereich kontinuierlich absinkender Temperaturen auszudehnen.

Im folgenden wird in knapper Form über die wesentlichen Ergebnisse der erfolgten Untersuchungen berichtet. Die Modellierung der Betonverformungen während des Aufheizens nimmt dabei etwas breiteren Raum ein, weil die entsprechenden Daten eine größere Bedeutung für die brandschutzgerechte Bemessung von Bauteilen haben, als die entsprechenden Daten für die Abkühlphase.

4.2.1 Analytische Modelle zur Beschreibung des instationären Kriechens

Die Brandbeanspruchung von Bauteilen stellt eine instationäre thermische Belastung des Bauteils dar. Die für die Berechnung notwendigen Materialdaten der Baustoffe müssen da-

her ebenfalls aus Versuchen ermittelt werden, bei denen die Proben thermisch instationär belastet werden. Zur Bestimmung der entsprechenden Betoneigenschaften haben sich der Warmkriechversuch und der Zwängungsversuch durchgesetzt /14/.

Beim Warmkriechversuch werden die Proben in die Prüfmaschine eingebaut, mit einer bestimmten Kraft -z.B. 10, 20, oder 30% der bei Raumtemperatur gemessenen Festigkeit- belastet und unter Aufrechterhaltung der Last mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit (bei Versuchen im Teilprojekt B3 meist 2 K/min) bis zum Versagen aufgeheizt. Die auftretenden Betonverformungen werden gemessen.

Bild 4.23 zeigt Ergebnisse von Warmkriechversuchen mit einem hochfesten Beton. Sein Mischungsaufbau und andere betontechnologische Daten sind in den Tabellen 4.12 und 4.13 am Schluß des Kapitels angegeben.

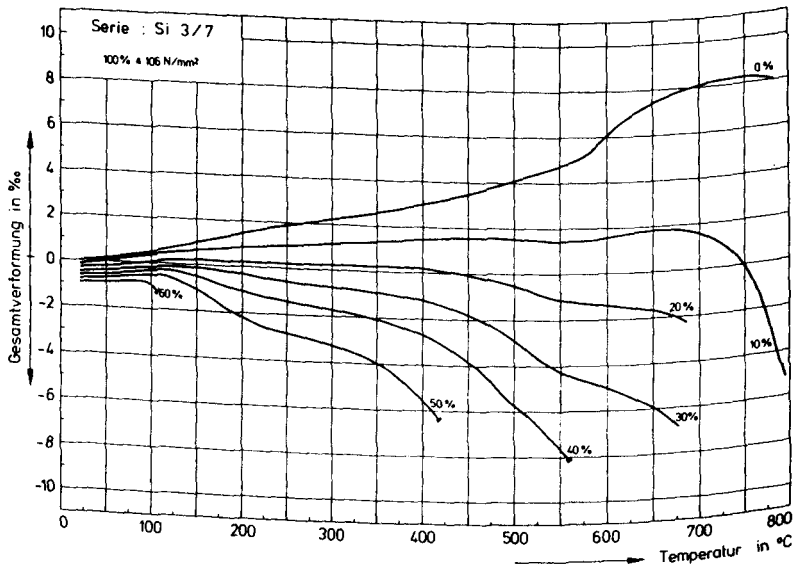


Bild 4.23 Gesamtverformungen von hochfestem Beton während der Aufheizung

In Bild 4.23 repräsentiert die Kurve mit dem Belastungsgrad 0% die thermische Ausdehnung. Hier werden maximal 8‰ bei 700°C erreicht. Die belasteten Proben zeigen deutlich geringere Ausdehnungen. Ab einer Belastung mit 20% treten im Zuge der Aufheizung praktisch nur noch Verkürzungen der Proben auf.

Beim Zwängungsversuch werden die Proben bei Raumtemperatur mit einer bestimmten Kraft belastet. Die entsprechende Verformung wird gemessen und während der anschließenden Aufheizung konstant gehalten. Gemessen werden die aus der Dehnungsbehinderung resultierenden Zwangskräfte.

Aus solchen Meßergebnissen müssen sogenannte Materialgesetze entwickelt werden, die dann in den computergestützten Berechnungen von Bauteilen Verwendung finden können.

In der Literatur (s. z.B. /14/, sowie /76/ bis /78/) findet man eine ganze Reihe komplexer Ansätze, die das Verformungsverhalten mehr oder weniger zutreffend beschreiben. Bei fast allen Modellen werden die Gesamtverformungen eingeteilt in die lastunabhängige thermische Dehnung ϵ_{th} und lastabhängige Verformung ϵ_{σ} :

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{th} + \epsilon_{\sigma} \quad (4.39)$$

wobei die Komponenten als abhängig von einer Vielzahl von Variablen angesehen werden; beispielsweise von der Temperatur T , der Feuchtigkeit h , der Spannung σ , ihren Ableitungen und ihren zeitlichen Verläufen:

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{th}(T, \dot{T}, h, \dot{h}) + \epsilon_{\sigma}(\sigma, \dot{\sigma}(t), T, \dot{T}, h, \dot{h} \dots) \quad (4.40)$$

Die lastabhängigen Verformungsanteile während der Aufheizphase werden unter anderem /76/ unterteilt in zeitunabhängige, elastische und plastische Verformungen $\epsilon_e(\sigma, T)$ und $\epsilon_{pl}(\sigma, T)$, in transiente Verformungen $\epsilon_{tr}(\sigma, T)$ und in zeitabhängige Kriechverformungen $\epsilon_{cr}(\sigma, T, t)$:

$$\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_{el}(\sigma, T) + \varepsilon_{pl}(\sigma, T) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) \quad (4.41)$$

Im Rahmen der Arbeiten des Teilprojekts B3 wurde von Schneider /12/ ein sehr differenziertes Modell erarbeitet:

$$\varepsilon_{\sigma} = \frac{\sigma}{E(E_0, \sigma, T)} (1 + \chi(\sigma, E, E_0) + \phi(\sigma, T, h)) \quad (4.42)$$

Bei diesem Ansatz werden auch plastische Verformungsanteile $\chi(\sigma, E, E_0)$ berücksichtigt, wie sie bei $\sigma - \varepsilon$ -Diagrammen im Bereich hoher Lasten zu beobachten sind. Darüber hinaus werden gegenüber einem früheren Ansatz der E-Modul und die ϕ -Funktion last- bzw. feuchtigkeitsabhängig angesetzt.

Der E-Modul spielt in diesem Modell ebenso wie im Modell von Bažant und Panula /77/ eine zentrale Rolle, da alle anderen Verformungsanteile auf ihn bezogen sind. Der E-Modul hängt jedoch sehr komplex von den hygrothermischen Verhältnissen und von der Versuchsdurchführung zu seiner Ermittlung ab /7,8/. Außerdem verhält sich Beton -insbesondere bei höheren Temperaturen- stark nichtlinear-elastisch.

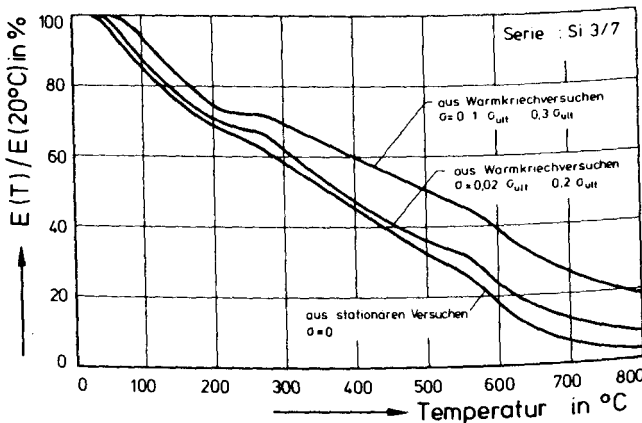


Bild 4.24: Durch unterschiedliche Versuchsarten ermittelte E-Moduln von hochfestem Beton;
 $E(20^\circ\text{C}) = 55,5 \text{ KN/mm}^2$

Zur Veranschaulichung sind in Bild 4.24 die temperaturabhängigen E-Modulverläufe des hochfesten Betons dargestellt. Die E-Moduln wurden auf drei verschiedene Arten ermittelt. Kurve 1 gibt die E-Moduln wieder, die im Warmkriechversuch kontinuierlich durch zyklisches Be- und Entlasten der Proben zwischen 10% und 30% der Bruchlast bzw. $\hat{\sigma}_2 = 9,1 \dots 27,3 \text{ N/mm}^2$ bestimmt wurden. Kurve 2 repräsentiert Werte, die bei zyklischen Belastungen zwischen 0,2% und 20% bzw. $\hat{\sigma}_1 = 0,2 \dots 18,2 \text{ N/mm}^2$ ermittelt wurden. Die Werte der Kurve 3 entstammen einem sog. stationären Versuch (Aufheizen ohne Last, 2 h halten nach Erreichen der Versuchstemperatur, Bestimmung des E-Moduls durch dreimaliges Be- und Entlasten bei konstanter Versuchstemperatur). Die E-Moduln verhalten sich bei einzelnen Versuchstemperaturen wie 1:5, d.h. entsprechend Gl. (4.42) müßten sich auch die Ψ -Werte je nach angesetztem E-Modul wie 1:5 verhalten.

Tatsächlich wird mit steigenden Temperaturen das Verhältnis von den elastischen Verformungen zu den nichtelastischen, lastabhängigen Verformungen immer kleiner, wie aus Bild 4.25 hervorgeht, das die lastabhängigen Verformungen ϵ_{cr} (s. Gl. (4.39)) des mit 10% belastet aufgeheizten Betons zeigt.

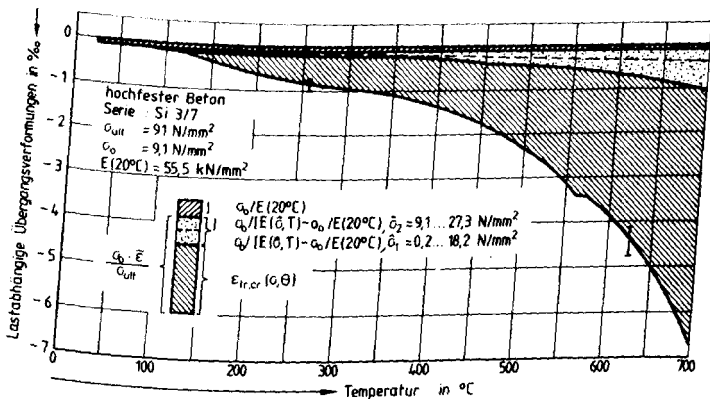


Bild 4.25: Lastabhängige Verformungen des mit 10% belasteten aufgeheizten hochfesten Betons

Bis etwa 100°C werden die lastabhängigen Verformungen fast ausschließlich vom E-Modul bestimmt. In diesem Bereich hat sich der Ausgangs-E-Modul $E(20^\circ\text{C})$ um höchstens 10 bis 20% erniedrigt. Oberhalb von 100°C setzen starke lastabhängige Verkürzungen der Probe ein; die Verformungszunahme aufgrund des thermisch bedingten Abfalls des E-Moduls $(\sigma_0/E(\hat{\sigma}_2, T) - \sigma_0/E(20^\circ\text{C}))$ bzw. $(\sigma_0/E(\hat{\sigma}_1, T) - \sigma_0/E(20^\circ\text{C}))$ beträgt jedoch bei 150°C nur 1/4 bis 1/8 der zusätzlich zur elastischen Anfangsverformung $\epsilon_{el}(20^\circ) = \sigma_0/E(20^\circ\text{C})$ auftretenden Verformung $\frac{\sigma}{\sigma_0} \cdot \tilde{\epsilon}$ (vgl. Bild 4.25); bei 700°C sind es 1/5 bis 1/25.

4.2.2 Vereinfachter Ansatz zur Beschreibung der Betonverformungen bei ansteigenden Temperaturen (Aufheizphase)

Aus den genannten Gründen und zur Vereinfachung der mathematischen Beschreibung der Verformungen werden in dem folgenden Ansatz die durch thermisch bedingte Änderung des E-Moduls hervorgerufenen Verformungen $\sigma/E(\sigma, T) - \sigma/E(20^\circ\text{C})$ und die sonstigen lastabhängigen Verformungen $\epsilon_{tr}(\sigma, T)$ zu einem $\tilde{\epsilon} \cdot \alpha$ bzw. $\tilde{\epsilon} \cdot \sigma/\sigma_{ult}$ zusammengefaßt (vgl. Bild 4.25). $\tilde{\epsilon}$ stellt also die auf den Belastungsgrad bezogenen temperatur- und lastabhängigen Verformungen dar (normalized transient strain). Die Gesamtverformung setzt sich demnach additiv aus drei Komponenten zusammen:

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{th}(T) + \epsilon_{el}(\sigma) + \epsilon_{tr}(\sigma, T) \quad (4.43)$$

bzw.

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_{th}(T) + \frac{\sigma}{E(20^\circ\text{C})} + \frac{\sigma}{\sigma_{ult}} \cdot \tilde{\epsilon}(T) \quad (4.44)$$

ϵ_{th} und $\tilde{\epsilon}$ sind nur abhängig von der Temperatur; $E(20^\circ\text{C})$ und σ_{ult} sind Konstanten. $\tilde{\epsilon}$ kann aus den Warmkriechkurven errechnet werden. Mit $\alpha = \sigma/\sigma_{ult}$ gilt:

$$\tilde{\epsilon} = (\epsilon_{\text{tot}} - \epsilon_{\text{el}}(20^\circ\text{C}) - \epsilon_{\text{th}}) / \alpha \quad (4.45)$$

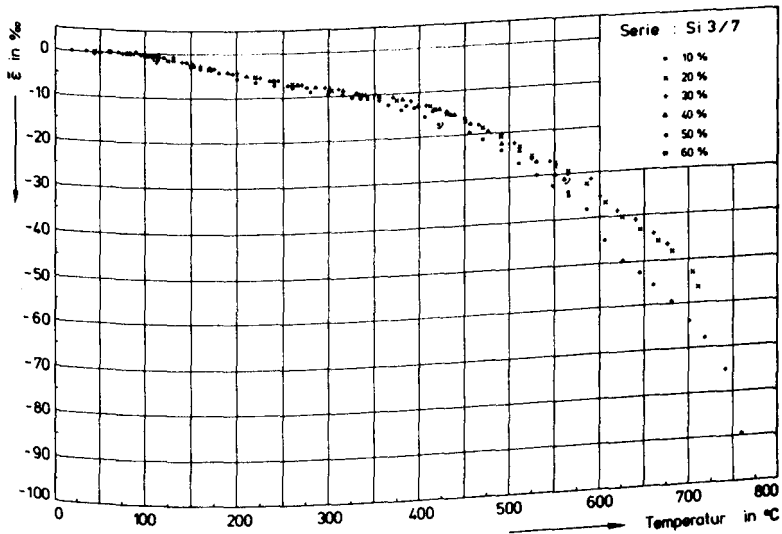


Bild 4.26: Bezogene lastabhängige Übergangsverformungen von hochfestem Beton

Bild 4.26 zeigt die errechneten $\tilde{\epsilon}$ -Werte für den hochfesten Beton. Die für eine bestimmte Temperatur aus verschiedenen Belastungsgraden – nämlich 10, 20, 30, 40, 50 und 60% – ermittelten $\tilde{\epsilon}$ -Werte zeigen vergleichsweise geringe Streuungen. Beispielsweise beträgt die Streubreite bei 450°C nur 2‰; in den Warmkriechkurven der mit 10% belasteten Proben würde das einem Versatz von $\leq 0,2\%$ entsprechen. Eine Tendenz, daß die $\tilde{\epsilon}$ -Werte vom Belastungsgrad abhängen – etwa in der Weise, daß $\tilde{\epsilon}$ -Werte aus kleineren Belastungsgraden immer oberhalb oder unterhalb der $\tilde{\epsilon}$ -Werte aus großen Belastungsgraden liegen –, geht aus den Ergebnissen nicht hervor.

Ähnliche Auswertungen wurden mit nahezu allen bisher im Teilprojekt B3 experimentell untersuchten Betonen und Mör-

teln durchgeführt. Ein Teil der Ergebnisse wurde bereits publiziert (s. z.B. /15,81/). Die Auswertungen haben ergeben, daß der vorgestellte vereinfachte Ansatz auch auf Leichtbeton anwendbar ist.

Leichtbeton zeigt im Vergleich zu den Normalbetonen eine sehr geringe thermische Ausdehnung und sehr hohe Kriechverformungen im Bereich hoher Temperaturen (vgl. Bild 4.27).

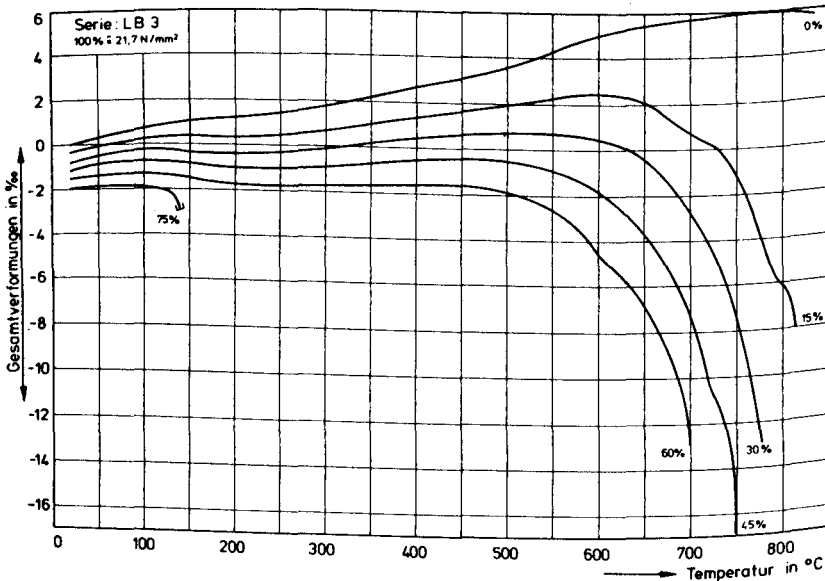


Bild 4.27: Gesamtverformungen von Leichtbeton während der Aufheizung

Bild 4.28 zeigt die entsprechenden, nach Gl. (4.45) errechneten ϵ -Werte. Man erkennt, daß beim Leichtbeton ebenfalls nur geringe Streuungen der ϵ -Werte entstehen. Es ist wie beim hochfesten Normalbeton auch beim Leichtbeton keine eindeutige Tendenz feststellbar, daß die ϵ -Werte vom Belastungsgrad abhängen.

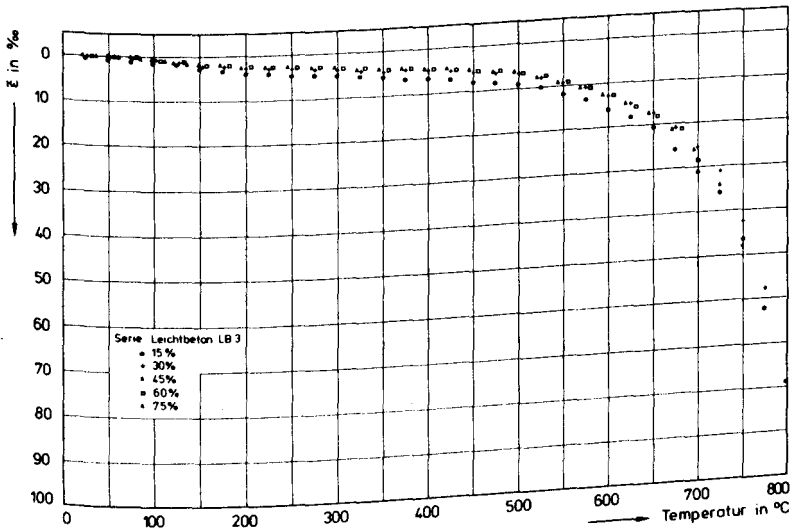


Bild 4.28: Bezogene lastabhängige Übergangsverformung von Leichtbeton

Auf gleiche Art und Weise wie aus den Warmkriechversuchen lassen sich auch aus dem Verlauf der Zwängungsspannungen $\tilde{\epsilon}$ -Funktionen berechnen. Bei den Zwängungsversuchen wird ϵ_{tot} konstant gehalten; ϵ_{tot} entspricht der elastischen Anfangsverformung $\epsilon_{\text{el},0}$. Mit σ_0 = Spannungen zu Beginn der Aufheizung und mit

$$\epsilon_{\text{tot}} = \frac{\sigma_0}{E(20^\circ\text{C})} = \epsilon_{\text{el},0} \quad (4.46)$$

sowie

$$\alpha = \sigma / \sigma_{\text{ult}}, \quad (4.47)$$

wobei σ die gemessene Zwangsspannung darstellt, erhält man

$$\tilde{\epsilon}(T) = \frac{\sigma_0 / E(20^\circ\text{C}) - \epsilon_{\text{th}}(T)}{\alpha(T)} - \frac{\sigma_{\text{ult}}}{E(20^\circ\text{C})} \quad (4.48)$$

In Bild 4.29 sind beispielhaft Zwängungsspannungen des hochfesten Normalbetons dargestellt. Bei den Versuchen wurden die Proben mit unterschiedlichen Anfangsbelastungen gezwängt; mit 15%, 30% und 45% der 20°C-Kurzzeitbruchlast.

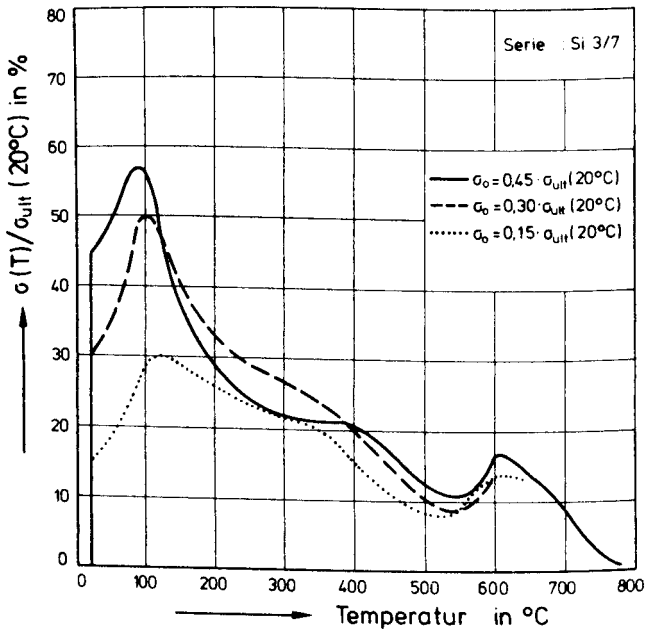


Bild 4.29: Zwangskraftverlauf von hochfestem Beton

Die Proben zeigen das bekannte Verhalten /3/: Im Zuge der Aufheizung bis ca. 100°C steigen die Zwangskräfte rasch auf das jeweilige Maximum an. Die Höhe der maximalen Zwangskräfte wird dabei wesentlich von der Höhe der Anfangsbelastung bestimmt. Nach Überschreiten von 100–120°C erfolgt ein rascher Abfall der Zwangskräfte infolge der forcierten Austrocknung und des damit verbundenen Schwindens des Zementsteins.

Nach Beendigung der starken Austrocknung, etwa ab 200°C, nehmen die Zwangskräfte bis 400°C kaum noch ab. Knapp oberhalb von 400°C – mit Einsetzen der Kalziumhydroxidzerset-

zung- beginnt wiederum ein verstärkter Abfall der Zwangskräfte. Der rapide Abfall der Zwangskräfte wird nur kurz durch die spontane Ausdehnung der quarzhaltigen Zuschläge (bei ca. 570°C) unterbrochen. Mit der Zersetzung der relativ stabilen CSH-Phasen und der Bildung von β -C₂S ab 600°C verstärkt sich der Abfall der Zwangskräfte wieder.

Die Zwangskraftverläufe von Leichtbeton sind in den Bildern 4.30 und 4.31 zusammengestellt. Bei den Versuchen wurden die Zwangskräfte ebenfalls unter Verwendung unterschiedlicher Anfangsbelastungen ermittelt; mit 15% der 20°C-Bruchlast (vgl. Bild 4.30) und mit 30% der 20°C-Bruchlast (vgl. Bild 4.31). Außerdem wurden die Proben unterschiedlich vor- gelagert, um vertieft Kenntnisse über den Einfluß der Betonfeuchtigkeit und der bei der Aufheizung einsetzenden Transportvorgänge auf das Verformungs- bzw. Zwangskraftverhalten zu erlangen.

Die Proben wurden wie folgt vorbereitet: Alle Leichtbetonproben wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt, anschließend 7d unter Wasser hydratisiert und danach im Klimaraum knapp 2 Jahre lang bei 20°C und 65% r.F. gelagert. Ein Teil der Proben wurde dann vor Durchführung der Zwängungsversuche acht Wochen lang unter Wasser gelagert (wassergelagerte Proben), ein anderer Teil wurde bis zur Gewichtskonstanz bei 105°C getrocknet (105°C-getrocknete Proben) bzw. ein Teil der Proben verblieb bis unmittelbar vor der Prüfung im Klimaraum (normalgelagerte Proben).

Die Zwangskraftverläufe des Leichtbetons unterscheiden sich zwar deutlich von den Zwangskraftverläufen des hochfesten Betons, aber auch beim Leichtbeton läßt sich die Temperaturabhängigkeit der Zwangskraftverläufe auf die gleiche Weise erklären wie bei dem hochfesten Beton: Bei den feuchten Proben (normalgelagerte und wassergelagerte Proben) erfolgt bis etwa 120°C ein rascher Anstieg der Zwangskräfte. Die Maxima erreichen etwa die gleichen Niveaus ($\sigma(T)/\sigma_{ult}(20^\circ\text{C})$) wie bei dem hochfesten Normalbeton.

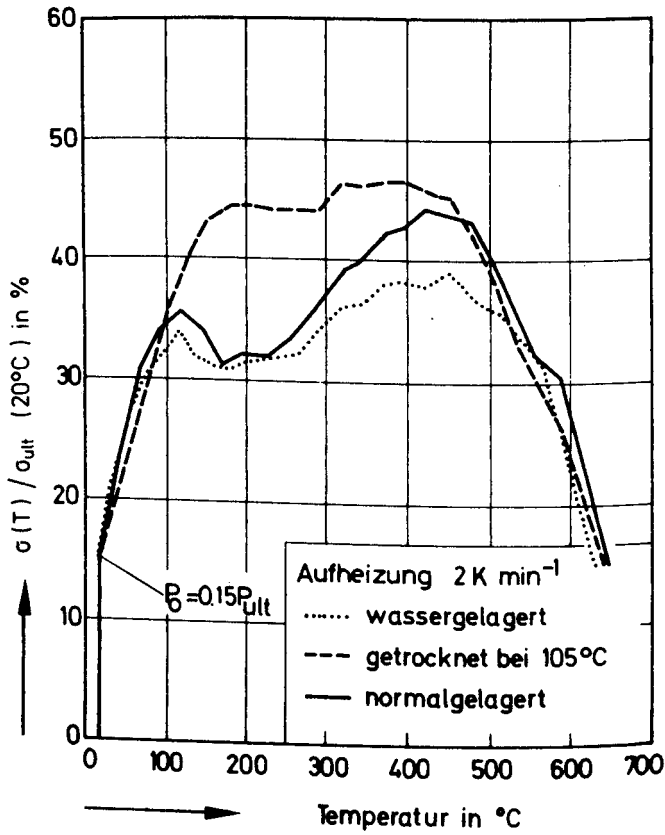


Bild 4.30: Einfluß der Vorlagerung auf die Zwangskraftentwicklung bei der Erwärmung von Leichtbeton (Leca-Leichtzuschläge, Serie LB4)

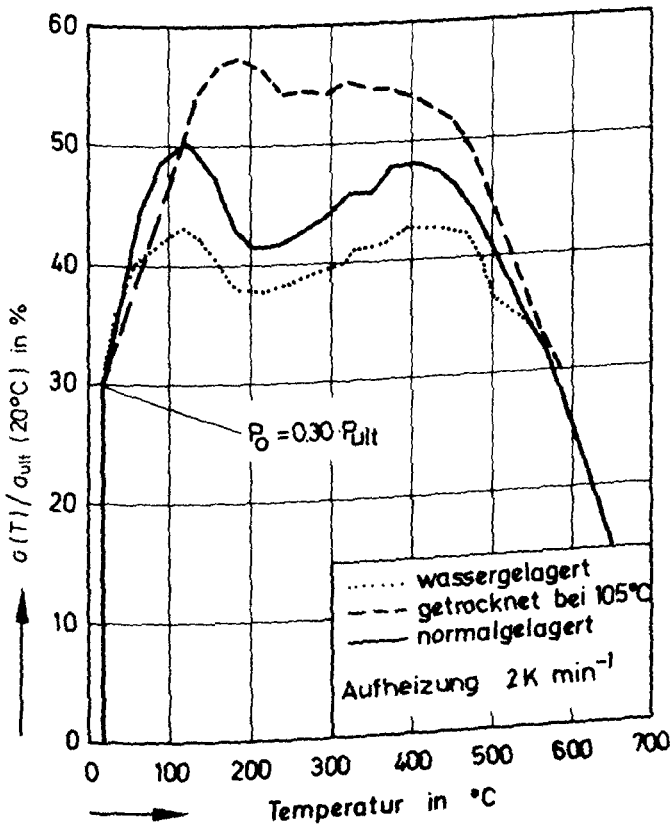


Bild 4.31: Einfluß der Vorlagerung auf die Zwangskraftentwicklung bei der Erwärmung von Leichtbeton (Leca-Leichtzuschläge, Serie LB4)

Nach Überschreiten von 100 bzw. 120°C setzt wiederum eine Reduktion der Zwangskräfte infolge forcierter Austrocknung ein. Nach erfolgter Austrocknung steigen die Zwangskräfte beim Leichtbeton jedoch wieder an und erreichen ein ausgedehntes zweites Maximum bei etwa 400 bis 420°C. Mit dem Zerfall des freien Kalks -ab 400 bis 420°C- sinken auch die Zwangskräfte rasch ab.

Aufgrund der geringen Anteile quarzhaltiger Zuschläge (nur die Sandzuschläge enthalten Quarz) macht sich die Quarzumlagerung bei den Zwangskräften kaum bemerkbar, und der steile Abfall der Zwangskräfte setzt sich nahezu übergangslos bis 600°C fort, wo mit der Zersetzung der stabilen CSH-Phasen ein weiteres Absinken der Zwangskräfte verbunden ist.

Die vorgetrockneten Leichtbetonproben zeigen bis etwa 150°C einen geringeren Anstieg der Zwangskräfte als die feuchten Proben. Dies kann mit der Reduzierung des E-Moduls infolge der Probentrocknung erklärt werden.

Nach Überschreiten von 150°C bleiben die Zwangskräfte der getrockneten Proben jedoch auf einem höheren Niveau als bei den feuchten Proben, weil in der getrockneten Zementpaste keine Schwindverkürzungen mehr eintreten können und auch Kriechvorgänge deutlich gegenüber feuchten Zementpasten reduziert sind.

Oberhalb von 400°C verschwindet der Einfluß der Vortrocknung in zunehmenden Maße, weil hier nur noch überwiegend chemisch gebundenes Wasser entfernt wird, das durch die Vortrocknung bei 105°C nicht entfernt werden konnte /9/.

Vergleicht man die Zwangskraftverläufe der wassergelagerten Proben mit denen der normalgelagerten Proben, so kann man feststellen, daß die Zwangskräfte der wassergelagerten Proben i.a. etwas niedriger ausfallen als die Zwangskräfte der normalgelagerten Proben. Die Unterschiede fallen jedoch nur

bei den mit 30% Anfangsbelastung geprüften Proben deutlich aus (vgl. auch /12,15/).

In den folgenden Bildern 4.32 bis 4.36 sind die mit Hilfe von Glg. (4.48) aus den Zwangskraftverläufen errechneten $\bar{\epsilon}$ -Werte beispielhaft für den hochfesten Normalbeton, für einen quarzitischen Normalbeton üblicher Festigkeit, für einen Kalksteinbeton und für einen Mauermörtel zusammengestellt. Zusätzlich sind in den Bildern noch die Mittelwertkurven der $\bar{\epsilon}$ -Werte aus den entsprechenden Warmkriechversuchen –meist mit Proben aus der gleichen Betonserie– angegeben.

Bei den Auswertungen des quarzitischen Normalbetons wurde der E-Modul $E(20^{\circ}\text{C})$ der mit 105°C vorgetrockneten Probe aufgrund entsprechender Meßwerte auf das 0,6-fache der thermisch nicht vorbehandelten Proben erniedrigt. Aus Bild 4.32 läßt sich entnehmen, daß die $\bar{\epsilon}$ -Werte, die mit verschiedenen Versuchsarten ermittelt wurden, in einem sehr engen Band liegen. Im allgemeinen liegen die dargestellten Kurven innerhalb des Streubandes der Einzelwerte bei den Warmkriechversuchen (vgl. /15/).

Die mit 105°C vorgetrockneten Proben zeigen bis etwa 250°C deutlich die geringsten $\bar{\epsilon}$ -Werte. Oberhalb von 250°C mündet diese Kurve in die $\bar{\epsilon}$ -Kurve der normal- bzw. wassergelagerten Proben ein. Die Unterschiede zwischen den $\bar{\epsilon}$ -Werten der $20^{\circ}\text{C}/65\%$ r.F.-gelagerten Proben und den $\bar{\epsilon}$ -Werten der wassergelagerten Proben sind sehr gering. Untersuchungen an anderen Probenchargen haben keine oder eine nur sehr geringe Tendenz erkennen lassen, daß wassersatte Proben wesentlich höhere $\bar{\epsilon}$ -Werte aufweisen als die $20^{\circ}\text{C}/65\%$ r.F.-gelagerten Proben.

In den $\bar{\epsilon}$ -Verläufen des quarzitischen Normalbetons spiegeln sich –neben den bereits diskutierten– auch andere physikalische Phänomene wieder: Nach Abklingen der stärksten Entwässerung der Proben, d.h. nach Überschreiten von 200°C ,

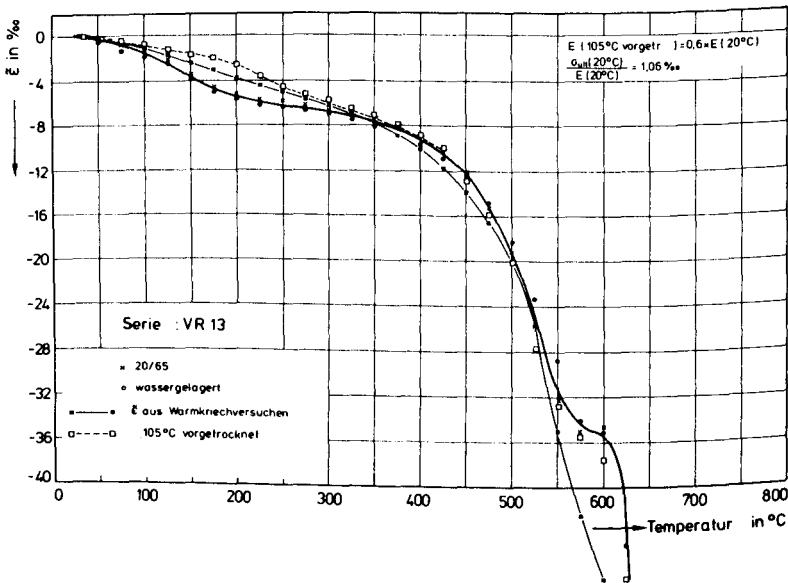


Bild 4.32: $\varepsilon(T)$ -Werte aus Zwängungsversuchen mit unterschiedlich vorgelagerten Kiesbetonproben im Vergleich mit entsprechenden $\varepsilon(T)$ -Werten aus Warmkriechversuchen

verringert sich die Steigung der ε -Funktion deutlich. Mit dem Beginn der Portlandzersetzung bei 400°C nimmt die Steigung der ε -Funktion wieder kräftig zu. Sie hat ihren höchsten Wert bei 520°C, der Temperatur, bei der die Portlandzersetzung gerade abgeschlossen ist. Um 575°C zeigt ein Wendepunkt die Quarzumwandlung. Ab 600°C vergrößert sich die Steigung der ε -Funktion zunehmend. Sie steht im Einklang mit dem einsetzenden Zerfall stabiler CSH-Phasen.

Bei den ε -Auswertungen des hochfesten Betons (s. Bild 4.33) ergibt sich ein ähnliches Bild wie bei dem Normalbeton üblicher Festigkeit (s. Bild 4.32). Auch beim hochfesten Beton sind die Abweichungen zwischen den ε -Werten aus den Warmkriechversuchen und den ε -Werten aus den

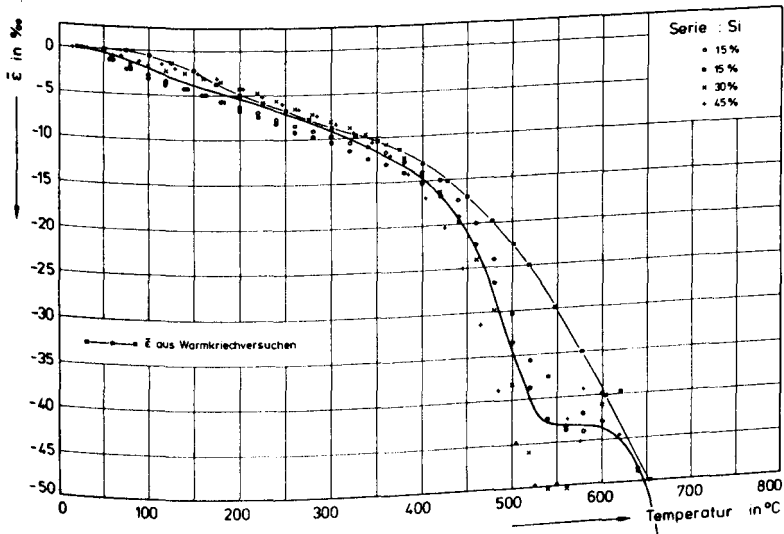


Bild 4.33: ϵ -Werte aus Zwängungsversuchen mit unterschiedlich belasteten hochfesten Betonproben im Vergleich mit entsprechenden $\epsilon(T)$ -Werten aus Warmkriechversuchen

Zwängungsversuchen vergleichsweise gering. Man kann feststellen, daß die Unterschiede zwischen den ϵ -Werten aus zwei gleichartig mit jeweils 15% Anfangsbelastung durchgeführten Zwängungsversuchen teilweise größer ausfallen als die Unterschiede zwischen den ϵ -Werten aus Zwängungsversuchen mit unterschiedlichen Anfangsbelastungen. Insofern sind die Unterschiede zwischen den ϵ -Werten aus den Warmkriechversuchen und den ϵ -Werten aus den Zwängungsversuchen als gering zu erachten.

Auch der Leichtbeton und der Kalksteinbeton (s. Bild 4.34 und 4.35), die sich in ihrem Ausdehnungsverhalten sehr stark von dem überwiegend quarzithaltigen Normalbeton unterscheiden, zeigen ähnliche ϵ -Funktionen wie der hochfeste Beton und der normalfeste Kiesbeton.

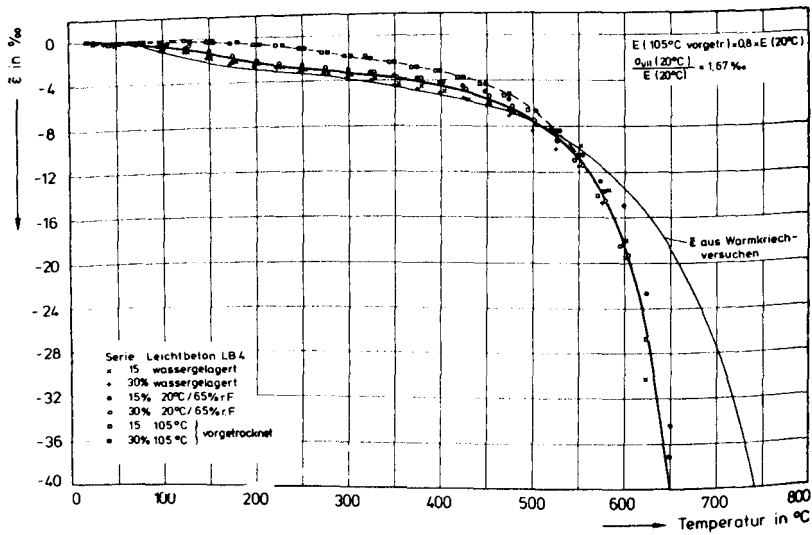


Bild 4.34: ε -Werte aus Zwängungsversuchen mit unterschiedlich vorgelagerten Leichtbetonproben im Vergleich mit entsprechenden $\varepsilon(T)$ -Werten aus Wärmekriechversuchen

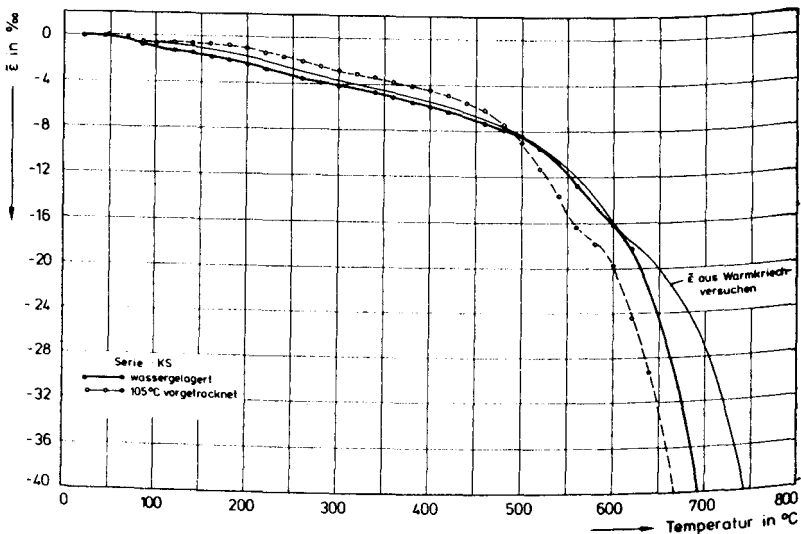


Bild 4.35: ε -Werte aus Zwängungsversuchen mit unterschiedlich vorgelagerten Kalksteinbetonproben im Vergleich mit entsprechenden $\varepsilon(T)$ -Werten aus Wärmekriechversuchen

Die bei 105°C vorgetrockneten Proben zeigen sowohl beim Leichtbeton als auch beim Kalksteinbeton bis zu Temperaturen von etwa 175-200°C deutlich geringere $\bar{\epsilon}$ -Werte als die feuchten Proben. Oberhalb von etwa 225°C nehmen die bezogenen Übergangsverformungen mit steigenden Temperaturen wieder zu, ihr Niveau bleibt jedoch bis zu Temperaturen von knapp 500°C oberhalb des Niveaus der feuchten Proben.

Ein Vergleich der $\bar{\epsilon}$ -Werte aus den Zwangskraftversuchen mit den $\bar{\epsilon}$ -Werten aus den Warmkriechversuchen zeigt, daß die beiden $\bar{\epsilon}$ -Funktionen auch bei diesen Betonen sehr eng beieinander liegen.

Bei dem Leichtbeton zeigt sich eine leichte Tendenz, daß die wassersatten Proben geringfügig höhere $\bar{\epsilon}$ -Werte aufweisen als die normalgelagerten Proben. Die maximalen Differenzen in den $\bar{\epsilon}$ -Werten betragen jedoch nur etwa 0,5%, d.h. in einem Warmkriechversuch würden sich bei einem Belastungsgrad von 20% Unterschiede in den Gesamtverformungen von wassersatten und normalgelagerten Proben von höchstens 0,1% ergeben. Tatsächlich streuen die Versuchsergebnisse bei den Warmkriechversuchen deutlich stärker, so daß solche feine Unterschiede in einzelnen Versuchen nur schwer nachzuweisen wären; für eine vereinfachte Beschreibung der Betonverformungen kann dieser Einfluß i.a. vernachlässigt werden (vgl. auch /12/).

Obwohl sich Mörtel im Ausdehnungsverhalten und im Kornaufbau des Zuschlags deutlich von Beton abhebt, zeigen seine entsprechenden normalisierten Übergangsverformungen die gleiche funktionale Abhängigkeit von der Temperatur wie die bisher diskutierten Betone (s. Bild 4.36). Auch beim Mörtel beobachtet man nur geringe Unterschiede zwischen den $\bar{\epsilon}$ -Funktionen, die aus den Zwängungsversuchen errechnet wurden, und den $\bar{\epsilon}$ -Funktionen, die aus den Warmkriechversuchen ermittelt wurden.

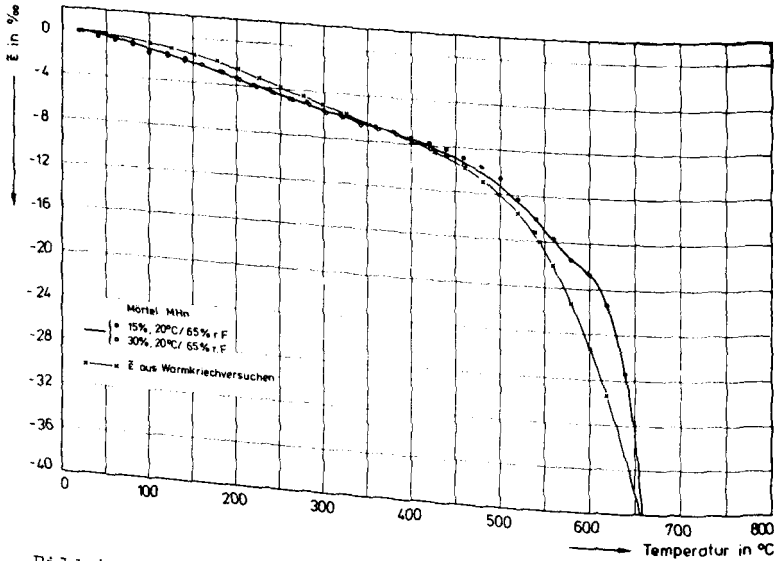


Bild 4.36: $\bar{\epsilon}(T)$ -Werte aus Zwängungsversuchen mit unterschiedlich vorbelasteten Mörtelproben im Vergleich mit entsprechenden $\bar{\epsilon}(T)$ -Werten aus Warmkriechversuchen

Um die bezogenen lastabhängigen Übergangsverformungen von Betonen mit unterschiedlichen Zuschlägen besser vergleichen zu können, wurden in Bild 4.37 die entsprechenden, aus Warmkriechversuchen ermittelten $\bar{\epsilon}$ -Funktionen zusammengestellt. Bei dieser Zusammenstellung wurden nur Betone mit annähernd gleichem Zementgehalt berücksichtigt.

Wie man Bild 4.37 entnehmen kann, liegen die $\bar{\epsilon}$ -Funktionen der Betone mit vergleichbarer Festigkeit bis zu Temperaturen von 400°C in einem sehr engen Band. Bei höheren Temperaturen führen dann die Unterschiede im thermischen Ausdehnungsverhalten der Zuschläge zu einem Auseinanderlaufen der $\bar{\epsilon}$ -Funktionen.

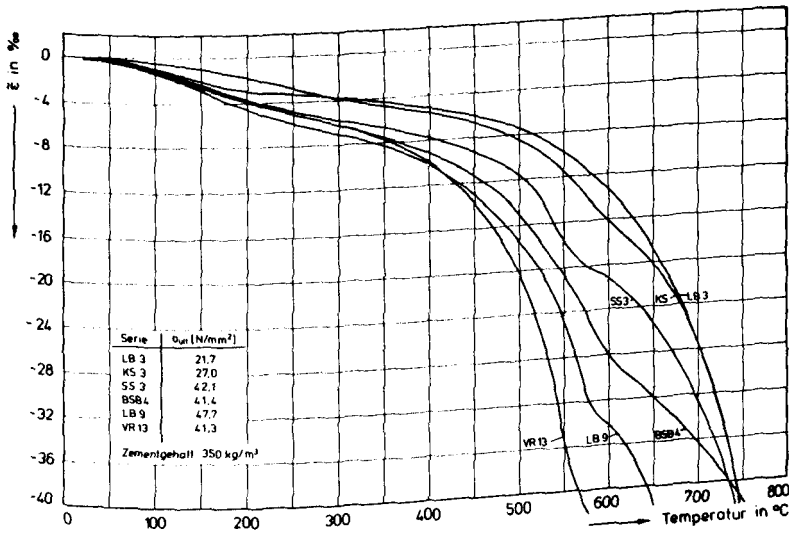


Bild 4.37: $\bar{\epsilon}(T)$ -Werte von verschiedenen Betonen mit gleichem Zementgehalt

Die Betone mit den geringeren Festigkeiten (LB3 und KS3) weisen deutlich geringere bezogene lastabhängige Übergangsverformungen auf als die Betone mit der höheren Festigkeit. Würde man die lastabhängigen Übergangsverformungen nicht auf den Belastungsgrad (σ_o/σ_{ult}) sondern auf die absolute Kriechspannung σ_o beziehen, so würden auch die entsprechenden Funktionen ϵ_{tr}/σ_o (s. Glg. (4.43)) der Betone LB3 und KS innerhalb des Streubandes der ϵ_{tr}/σ_o Funktionen der übrigen Betone liegen. Die Auswertungen von Übergangsverformungen einer Reihe anderer Betone haben jedoch ergeben, daß die Normierung der lastabhängigen Übergangsverformung auf den Belastungsgrad α im allgemeinen ein einheitlicheres Bild von $\bar{\epsilon}$ -Funktionen liefert, als das Normieren auf die absoluten Kriechspannungen /15/.

Es hat sich jedoch gezeigt, daß Betone und Mörtel mit hohem Zementanteil durchweg höhere Übergangsverformungen als Betone und Mörtel mit niedrigerem Zementanteil aufweisen. Die

Ursache dafür liegt darin, daß die lastabhängigen Übergangsverformungen -ebenso wie das Kriechen bei Raumtemperatur- fast ausschließlich aus Verformungen des Zementsteins resultieren /9/. Sie werden also außer von seinen Eigenschaften auch wesentlich von seinem Gehalt im Beton bestimmt.

Um den Einfluß des Zementsteingehalts auf die bezogenen lastabhängigen Übergangsverformungen transparent werden zu lassen, sind in Bild 4.38 die auf den Zementgehalt bezogenen $\tilde{\epsilon}$ -Werte ($\tilde{\epsilon}/y(\text{Zementgehalt})$) einiger Betone und Mörtel aufgetragen. Als Bezugsfunktion y diente hierbei eine Gerade durch den Ursprung:

$$y = \text{Zementgehalt} / 350 \text{ kg/m}^3 \quad (4.49)$$

Die Funktion wurde so gewählt, daß die Bilder 4.37 und 4.38 direkt verglichen werden können, d.h., daß bei einem Zementgehalt von 350 kg/m^3 der Funktionswert $y=1$ beträgt. Außerdem konnte angenommen werden, daß in erster Näherung eine Verdoppelung des Zementsteins eine Vergrößerung der Kriechverformung um das Doppelte nach sich zieht. Es war auch aus eigenen Experimenten bekannt, daß bei reinem Gestein, d.h. Zementgehalt = 0, tatsächlich kein Übergangskriechen auftritt.

Wie die Auftragungen in Bild 4.38 zeigen, werden die $\tilde{\epsilon}$ -Funktionen der verschiedenen Betone und Mörtel auch tatsächlich durch die zusätzliche Normierung auf den Zementgehalt sehr stark einander angenähert. Besonders deutlich wird dies beim Vergleich des Mörtels M3 mit dem mageren Kiesbeton VR03: Der Mörtel besitzt den doppelten Zementgehalt und die doppelte Festigkeit wie der Beton; die auf den Zementgehalt bezogenen $\tilde{\epsilon}$ -Werte unterscheiden sich dagegen nur minimal. Ähnliches gilt für den Vergleich zwischen dem hochfesten Beton Si3/7 und dem mageren Kiesbeton VR03: Hier weist der hochfeste Beton den 2,3-fachen Zementgehalt und die 5-fache Festigkeit wie der Kiesbeton auf; trotzdem

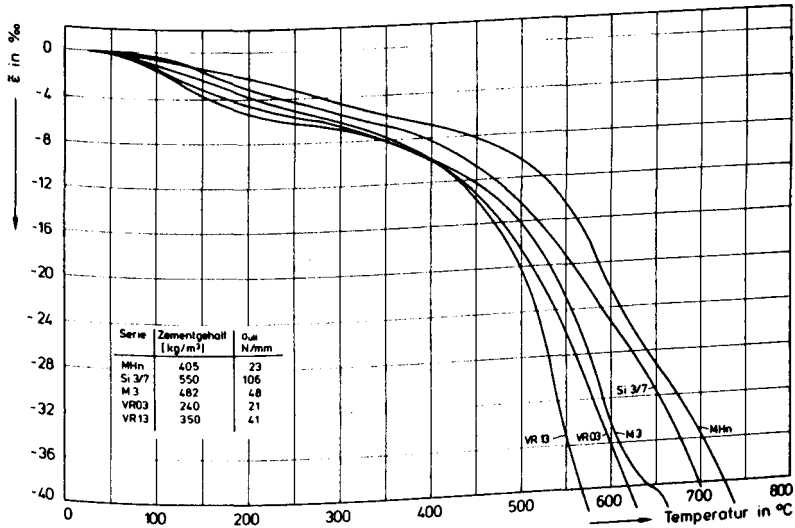


Bild 4.38: Auf den Zementgehalt normierte $\tilde{\epsilon}(T)$ - Funktion verschiedener Mörtel und Betone

unterscheiden sich die auf den Zementgehalt bezogenen $\tilde{\epsilon}$ -Werte nur geringfügig.

Andererseits unterscheidet sich die Mörtelmischung MHN recht deutlich von der Mörtelmischung M3, obwohl beide Mischungen ungefähr den gleichen Zementgehalt aufweisen. Die Mischung MHN hat eine deutlich geringere Festigkeit als die Mischung M3. Es liegt daher die Vermutung nahe, daß der Zementstein der Serie MHN unvollständig hydratisiert war und somit sein effektiv für das Übergangskriechen maßgebender Zementgelanteil deutlich gegenüber der Mischung M3 verringert war. Die gleichen Ursachen sind vermutlich auch für das gegenüber den anderen Mischungen verringerte Übergangskriechen der Serien LB3 und KS verantwortlich. Da der Hydratationsgrad bei den hier diskutierten Betonen und Mörteln nicht bestimmt worden war, lassen sich jedoch keine konkreten Schlüsse ziehen.

Die bisherigen Ausführungen beschränken sich im wesentli-

chen auf $\bar{\epsilon}$ -Funktionen aus Versuchen mit kleinen Probekörpern (ϕ 8 cm, $l = 30$ cm) und Aufheizgeschwindigkeiten von 2 K/min. Bei Brandversuchen mit Bauteilen sind die Aufheizgeschwindigkeiten wesentlich höher und die Bauteilabmessungen größer. In einer Pilotstudie wurden deshalb Proben mit Durchmesser 15 cm und $l = 45$ cm untersucht. Sie wurden mit $\sigma_0 = 0,15 \cdot \sigma_{ult}$ gezwängt und mit maximal mit dem Elektroofen erreichbarer Aufheizgeschwindigkeit erwärmt /82/.

Die Zwangskraftentwicklung, die mittlere Oberflächentemperatur und die Probekörperkerntemperatur, die in einem solcher Versuche gemessen wurde, ist in Bild 4.39 dargestellt. Außerdem ist dem Meßergebnis die erste Nachrechnung des Experiments gegenübergestellt. Eingangsdaten der Berechnung waren: Die thermische Dehnung und $\bar{\epsilon}(T)$ eines vergleichbaren Betons; die tatsächlich auf der Probenoberfläche im Mittel gemessene Temperatur und der an dem untersuchten Probekörper bei 20°C bei Versuchsbeginn ermittelte E-Modul.

Bis zur 27. Minute stimmen die errechneten und gemessenen Zwangskräfte sehr gut überein. Die geringen Differenzen zwischen gerechneter und gemessener Zwangskraft können durch etwas zu niedrig berechnete Probekörperkerntemperaturen erklärt werden. Ab der 27. Minute gehen Meß- und Rechenergebnis immer stärker auseinander. Dies beruht jedoch nur zum Teil auf der fehlerhaften Berechnung der Kerntemperatur. Vielmehr entsteht in dem Versuchszeitraum von der 27. Minute bis zur 55. Minute ein hoher Spannungsgradient im Probekörper. Das führt dazu, daß in der 55. Minute die äußere Schale des Probekörpers teilweise ausknickte und kein Tragvermögen mehr aufwies.

Ein Vergleich zwischen Rechnung und Messung zeigt, daß die mit kleinen Proben (ϕ 8cm, $l=30$ cm) und langsamer Aufheizung bestimmten Materialdaten das Verhalten von massigen Strukturen auch bei hohen Aufheizgeschwindigkeiten hinreichend genau beschreiben. Bei Bauteilen unter Feuerangriff müssen aber offenbar auch die durch steile Spannungsgradienten

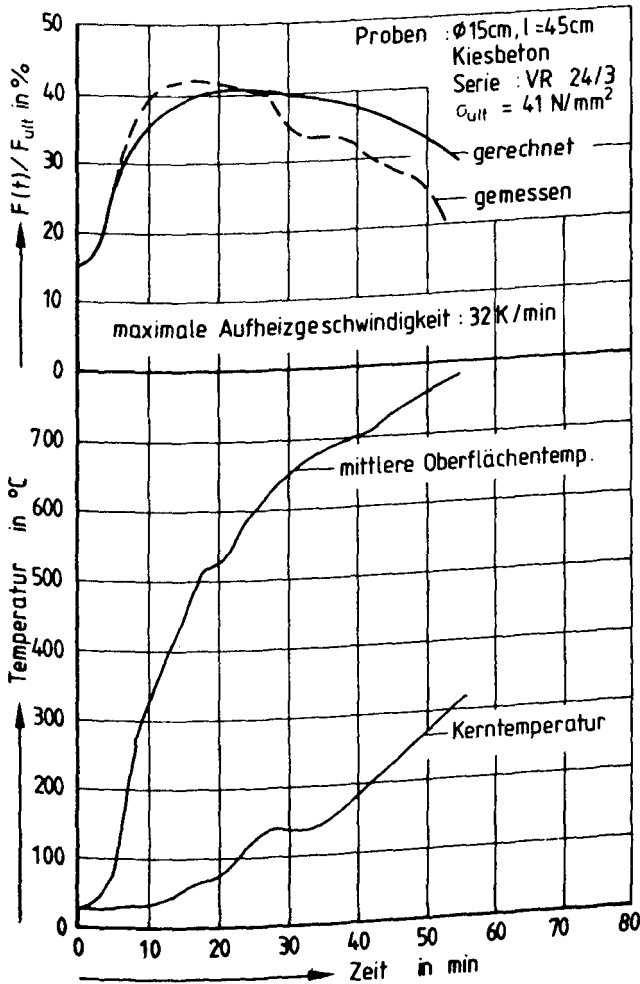


Bild 4.39: Zwangskraftentwicklung und Temperaturverlauf bei schneller Aufheizung von Kiesbetonproben

hervorgerufenen mehrachsigen Spannungszustände berücksichtigt werden.

Unsere bisherigen Kenntnisse über das biaxiale Hochtemperaturverhalten reichen jedoch noch nicht aus, um den Einfluß

mehrxialer Spannungszustände bei Bauteilen unter Feueran-
griff verlässlich abschätzen zu können.

4.2.3 Vereinfachter Ansatz zur Beschreibung der Betonver- formungen bei absinkenden Temperaturen (Abkühlphase)

Wie bereits erwähnt, war es durch die Aufnahme von Untersu-
chungen über den Ablauf von natürlichen Bränden und ihren
Auswirkungen auf das Bauteilverhalten notwendig geworden,
auch das Betonverhalten in der sog. Abkühlphase, d.h. wäh-
rend absinkender Temperaturen zu studieren. Erste experi-
mentelle Untersuchungen dazu wurden bereits in der Förde-
rungsperiode 1981-83 durchgeführt /3/. Das Schwerpewicht
lag bei diesen Untersuchungen auf der Ermittlung der Ver-
änderungen mechanischer Kennwerte infolge zyklischer Tempe-
raturbeanspruchung, d.h. thermische Beanspruchung durch
aufeinanderfolgende Aufheizung und Abkühlung. Über die
erzielten Ergebnisse wurde bereits kurz in /83/ berichtet.

In der letzten Förderungsperiode wurden umfangreiche Unter-
suchungen über das instationäre Kriechen in der Abkühlphase
durchgeführt /84/. Die dabei erzielten Ergebnisse bilden
die Grundlage für den entwickelten vereinfachten Ansatz.

Die Versuche zur Ermittlung der Verformungsdaten wurden
entsprechend Bild 4.40 durchgeführt. Die Proben ($D=8$ cm,
Länge=30 cm) wurden nach dem Einbau in die Prüfmaschine zu-
nächst mit ca. 30% der an Vergleichsprobekörpern gemessenen
Festigkeit dreimal belastet. Dabei wurde jeweils die ela-
stische Verformung gemessen. Anschließend erfolgte im
Kalten die Belastung der Probekörper mit einem Belastungs-
niveau zwischen 0 und 60% der Kaltdruckfestigkeit. Unter
Belastung wurde der Probekörper mit 2 K/min aufgeheizt,
dabei wurde die Verformung ständig registriert (vgl. Bild
4.40, $t_1 \dots t_2$). Nach Erreichen der vorgewählten
Höchsttemperatur (t_2) wurde der Probekörper noch 2 h
homogenisiert, bevor zum Zeitpunkt t_3 erneut durch drei-

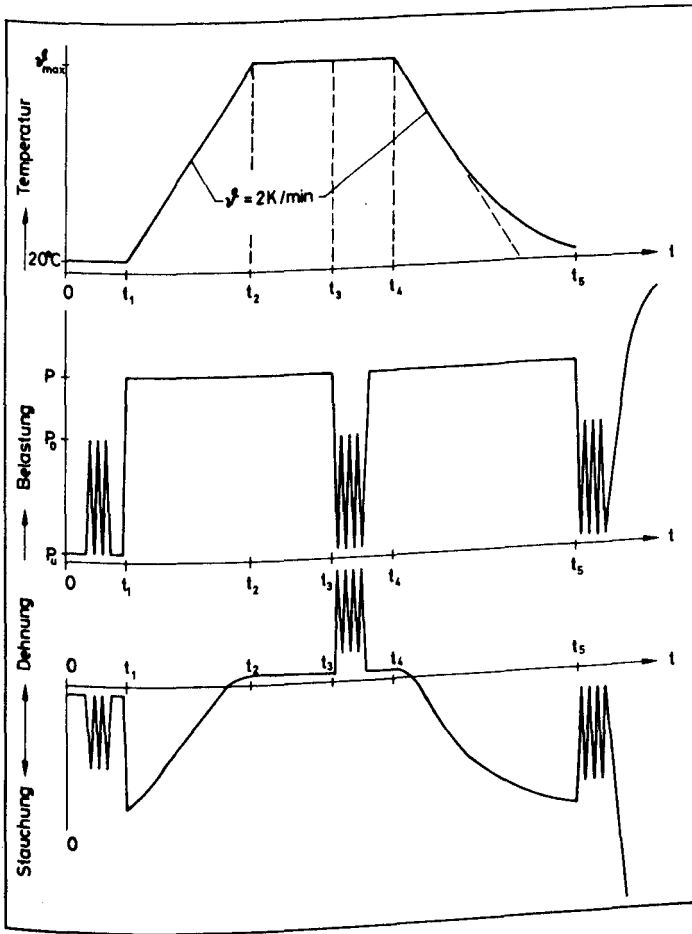


Bild 4.40: Schematische Darstellung der Versuchsdurchführung zur Ermittlung der irreversiblen Verformungen von belastet aufgeheizten Betonproben

maliges Ent- und Belasten der E-Modul bestimmt wurde. Nach der E-Modulbestimmung bei Versuchshöchsttemperatur wurde der Probekörper unter Beibehaltung des vorgewählten Belastungsniveaus bei Versuchshöchsttemperatur noch einmal ca. 1 h homogenisiert, bevor der Probekörper unter Aufrecht-

erhaltung der konstanten Belastung und gleichzeitiger Messung der Verformung mit zunächst konstanter Geschwindigkeit (2 K/min) auf Raumtemperatur abgekühlt wurde ($t_4 \dots t_5$). Nach der Abkühlung auf Raumtemperatur wurde der E-Modul noch einmal durch dreimaliges Ent- und Belasten bestimmt, bevor abschließend die σ - ϵ -Kennlinie, und daraus die Restverformung und die Restfestigkeit ermittelt wurden.

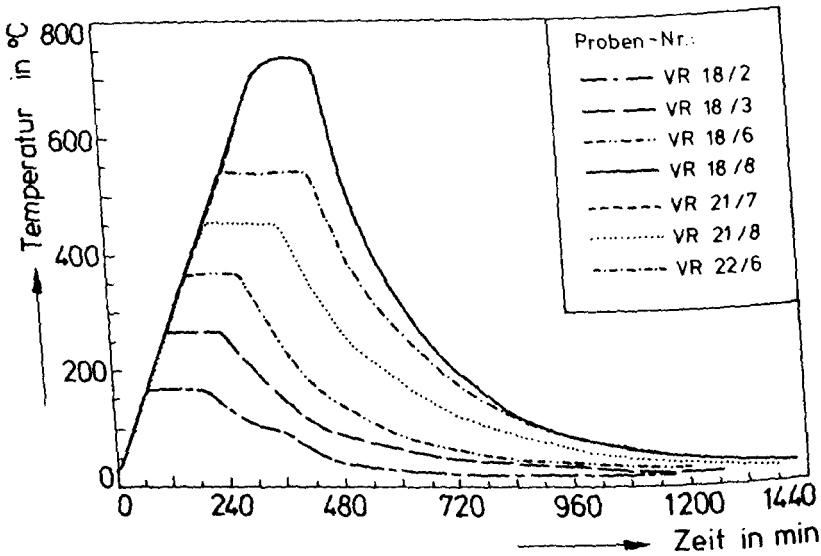


Bild 4.41: Temperaturverläufe bei den Versuchen zur Ermittlung der thermischen Dehnung während der Aufheizung und Abkühlung von Kiesbetonproben

In Bild 4.41 sind exemplarisch die Temperaturverläufe dargestellt, die bei der Prüfung unbelasteter Proben ermittelt wurden. Diese Versuche dienten zur Ermittlung der thermischen Ausdehnungen bei ansteigenden und absinkenden Temperaturen. Die entsprechenden Verformungsmeßwerte sind in Bild 4.42 dargestellt. Man erkennt, daß die Proben bei Temperierung bis 350°C nach der Abkühlung die Ausgangslänge nahezu wieder erreichen; die auf 250°C aufgeheizte Probe

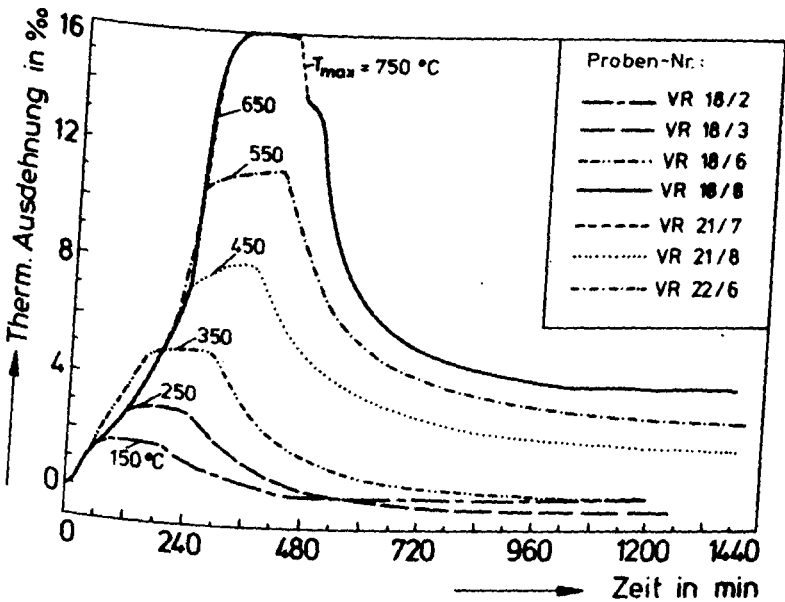


Bild 4.42: Gemessene Verformungen bei den Versuchen zur Ermittlung der thermischen Ausdehnung während der Aufheizung und Abkühlung von Kiesbetonproben

zeigt nach der Abkühlung sogar eine geringere bleibende Verkürzung von 0,4‰. Bei höheren maximalen Aufheiztemperaturen zeigen die Proben durchweg bleibende Ausdehnungen, die maximal 4‰ erreichen.

Bild 4.43 zeigt die während der Aufheizphase gemessenen Gesamtverformungen von Proben, die mit 10% ihrer 20°C-Kurzzeitfestigkeit belastet auf unterschiedliche Temperaturen aufgeheizt wurden. In Bild 4.44 sind die dazugehörigen Gesamtverformungen, die während der Abkühlung gemessen wurden, dargestellt. Gleichartige Messungen wurden mit Proben durchgeführt, die mit 20, 30, 40, 50 und mit 60% ihrer 20°C-Kurzzeitfestigkeit belastet waren.

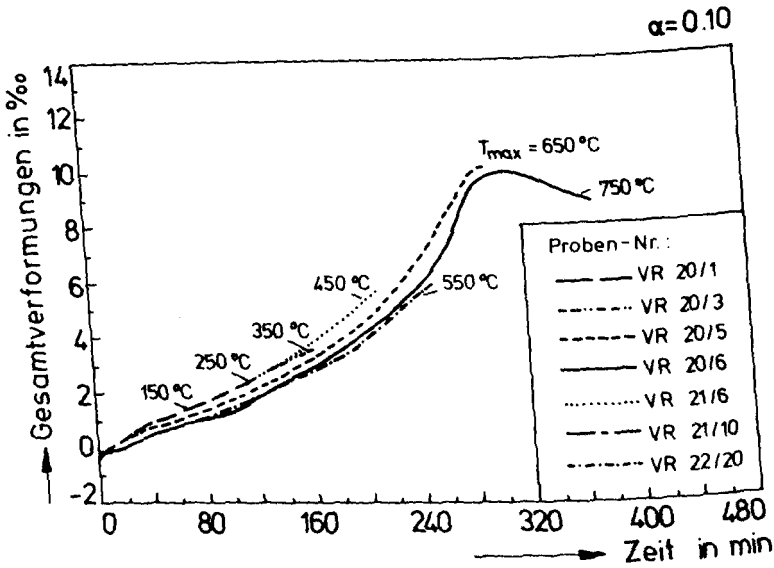


Bild 4.43: Gesamtverformungen von belasteten Kiesbetonproben während der Aufheizphase

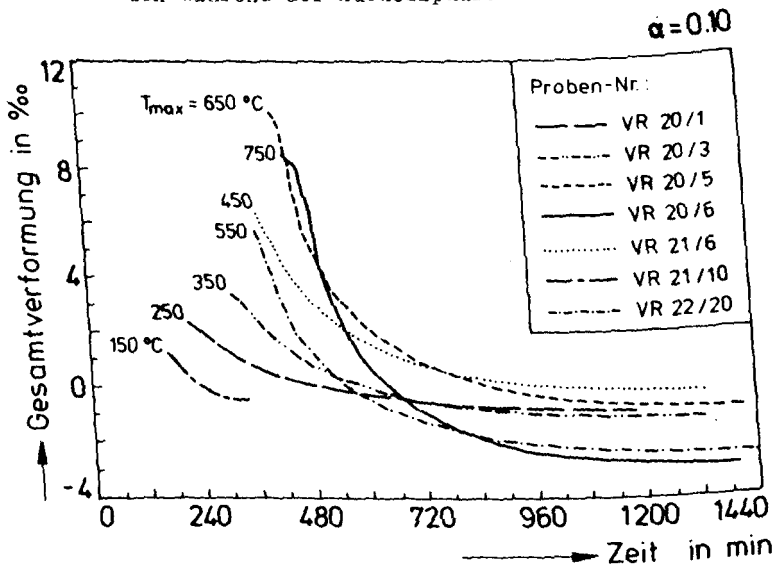


Bild 4.44: Gesamtverformungen von belasteten Kiesbetonproben während der Abkühlphase

Die während der Aufheizphase gemessenen Verformungsdaten wurden entsprechend Gl. (4.45) ausgewertet. Dazu wurden zunächst die mit den verschiedenen Proben während der Aufheizung gemessenen thermischen Ausdehnungen ermittelt. Die Mittelwertkurve wurde dann mit Hilfe von Exponentialsplines angenähert. Die Mittelwertbildung und die Anpassung erfolgte mit Verfahren nach /85/ und /86/. Die Näherungskurve und die einzelnen Meßwerte sind in Bild 4.45 über der Temperatur dargestellt.

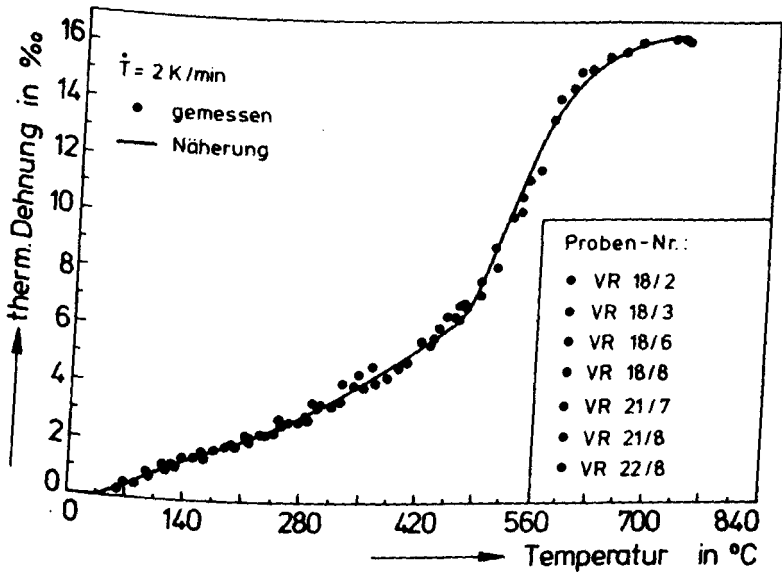


Bild 4.45: Mittlere thermische Ausdehnung von Kiesbetonproben bei ansteigenden Temperaturen

Die während der Abkühlung von verschiedenen Höchsttemperaturen gemessenen Verkürzungen (in Bild 4.44 über der Zeit dargestellt) waren in der Darstellung über der Temperatur nahezu kongruent. Jedoch wiesen die Abkühlkurven in Abhängigkeit von der erreichten Maximaltemperatur Parallelverschiebungen in Höhe der gemessenen Restdehnungen auf. Die um die Restdehnungen (vgl. Abb. 4.42) verschobenen Deh-

nungsmeßwerte der einzelnen auf unterschiedliche Höchsttemperaturen aufgeheizten Proben sind in Bild 4.46 als Funktion der Temperatur zusammengestellt. Auch diese aus Einzelmessungen gewonnenen Werte wurden gemittelt und durch Exponentialsplines angenähert. Die Näherungskurve ist ebenfalls in Bild 4.46 eingezeichnet.

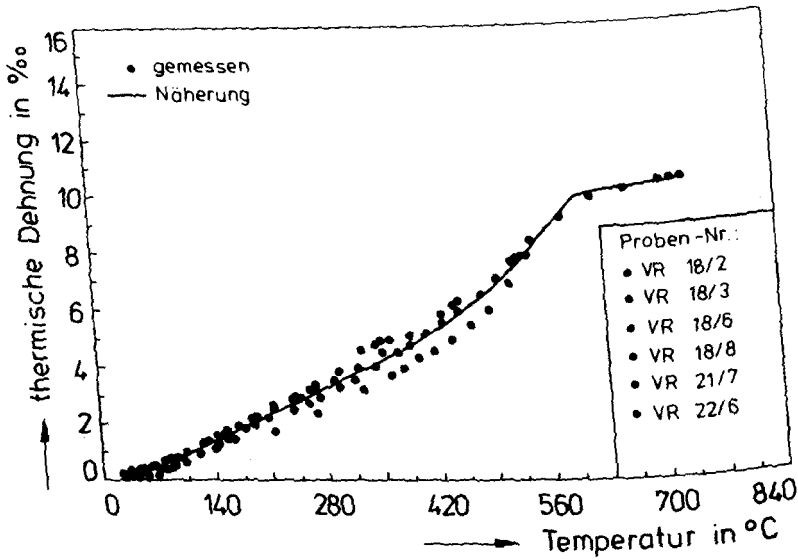


Bild 4.46: Mittlere thermische Kontraktion von Kiesbetonproben bei absinkenden Temperaturen

Mit Hilfe dieser "mittleren" thermischen Ausdehnungsfunktion wurden dann entsprechend Gl. (4.45) für die Aufheizphase die lastabhängigen Übergangsverformungen berechnet. Für den Belastungsgrad $\alpha = 0,1$ sind die Ergebnisse in Bild 4.47 dargestellt. Es ergeben sich danach maximale Übergangsverformungen von ca. 7‰.

Zur Berechnung der während der Abkühlung ablaufenden lastabhängigen Übergangsverformungen wurde das gleiche Modell wie für die Aufheizphase herangezogen. Die entsprechenden lastabhängigen Übergangsverformungen sind in Bild 4.48 über

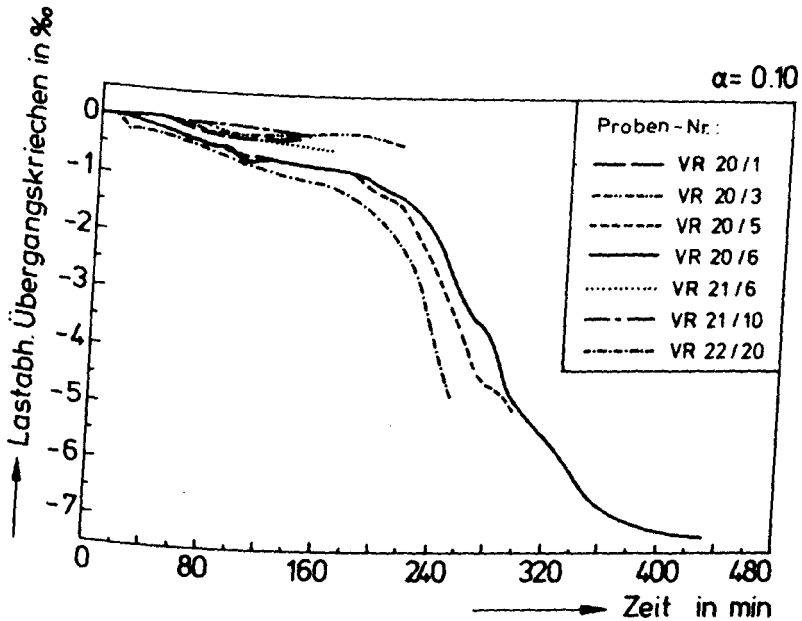


Bild 4.47: Lastabhängige Übergangskriechverformungen von Kiesbetonproben während der Aufheizphase

der Zeit dargestellt. Man erkennt, daß in der Abkühlphase bei allen Proben, die auf maximal 550°C aufgeheizt worden waren, deutlich geringere lastabhängige Übergangsverformungen entstehen als in der Aufheizphase. So erreichen die lastabhängigen Übergangsverformungen in der Abkühlphase maximal nur 1%.

Größere lastabhängige Übergangsverformungen weisen nur die Proben auf (VR20/6 und VR20/5), die auf maximal 650 bzw. 750°C aufgeheizt worden waren. Bei ihnen setzen im Temperaturbereich um 573°C infolge der reversiblen Quarzumwandlung nahezu sprunghafte Verkürzungen um ca. 2% ein. Nach Durchlaufen dieses Sprunges treten kaum noch weitere Verkürzungen auf.

Die Auswertungen der Versuche mit höheren Belastungsgraden

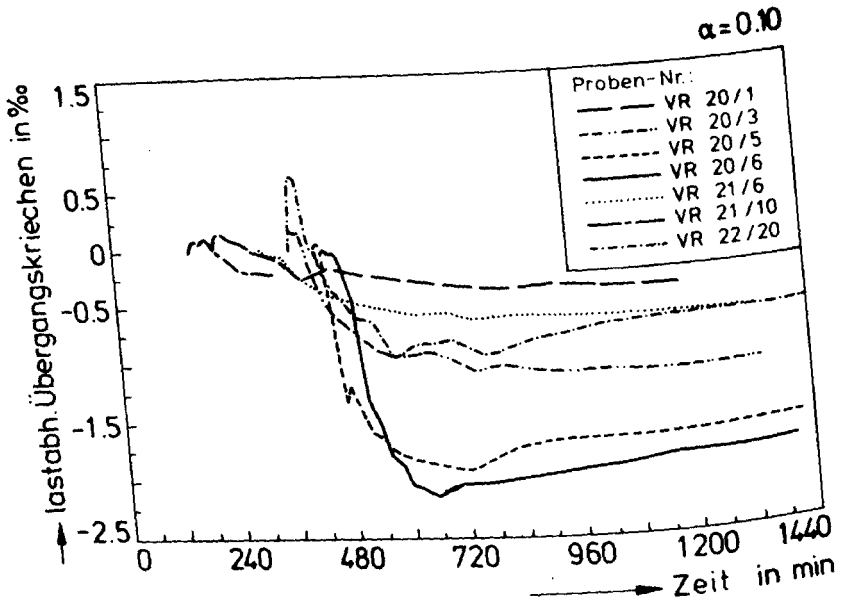


Bild 4.48: Lastabhängige Übergangskriechverformungen von Kiesbetonproben während der Abkühlphase

haben gezeigt, daß bei Abkühlungsvorgängen die lastabhängigen Übergangsverformungen nahezu unabhängig vom Belastungsgrad sind, d.h. bei Belastung zwischen 10% und 60% treten in der Abkühlphase Verformungen in gleicher Höhe auf wie in Bild 4.48 angegeben. Bei Belastungsgraden zwischen 0 und 100% könnten für Berechnungen linear mit dem Belastungsgrad zunehmende Übergangsverformungen angesetzt werden.

Zur Veranschaulichung der vereinfachten Beschreibung der Betonverformungen sind in Bild 4.49 die lastabhängigen Übergangsverformungen, die im Verlaufe eines Aufheiz-Abkühl-Zyklus auftreten, für die Belastungsgrade $\alpha = 0,1$ und $\alpha = 0,4$ dargestellt. In der Aufheizphase sind der Belastungsgrad und die Temperatur (s. Gl. (4.45)) entscheidend für die lastabhängigen Übergangsverformungen. Im Verlaufe der Abkühlung treten bei belasteten Proben geringe zusätz-

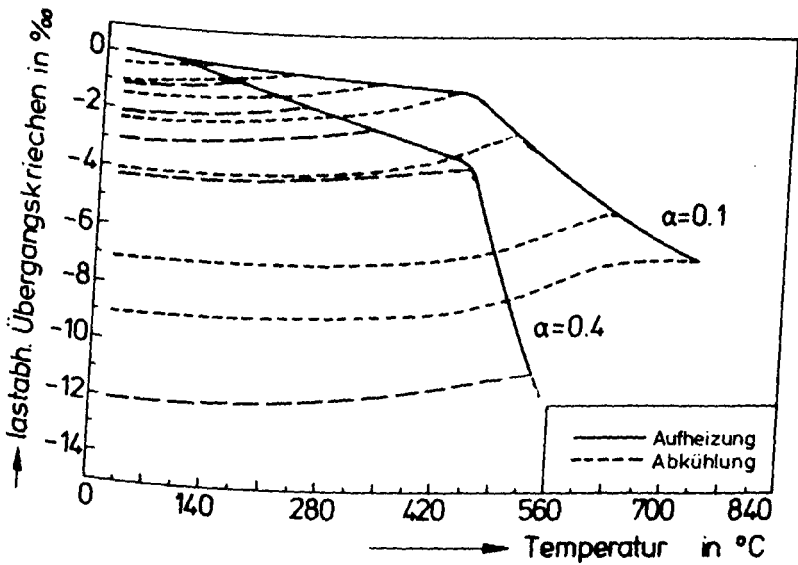


Bild 4.49: Mittlere lastabhängige Übergangsverformung während der Aufheizung und Abkühlung von unterschiedlich belasteten Kiesbetonproben als Funktion der Temperatur

liche Verkürzungen auf $(\epsilon_{tr,ab})$. Sie können jedoch bis 560°C in erster Näherung linear von der Temperatur

$$\epsilon_{tr,ab} = \frac{1 \text{ ‰} \cdot (T - 20^\circ\text{C})}{540^\circ\text{C}} \quad (4.50)$$

und unabhängig vom Belastungsgrad angesetzt werden. Bei Überschreiten der Höchsttemperatur von 560°C ist im Bereich der Quarzumwandlung (573°C) eine zusätzliche, stufenförmig verlaufende Verkürzung zu addieren.

Tabelle 4.12: Mischungsaufbau und betontechnologische Daten der Probekörper

a)

| Serie | Si 3/7 |
|---------------------------------------|--------|
| Zement (P 40/91 LH SR)*) | |
| silica fume [kg/m³] | 500 |
| Sand 0 - 4 mm [kg/m³] | 50 |
| Diabassplitt 4 - 16 mm [kg/m³] | 584 |
| Gesamtwasser (incl. SP 62) [l/m³] | 1186 |
| Verflüssiger (Scancoem SP 62) [kg/m³] | 143,0 |
| (W+SP)/(Zement + silica fume) | 13,8 |
| Frischbetonrohddichte [kg/dm³] | 0,26 |
| Rohddichte (28 d) [kg/dm³] | 2,61 |
| | 2,60 |

*) von Firma Partek, Finnland

b)

| Serie | VR 13 | VR 18 | VR 20 | VR 21 | VR 22 | VR 03 |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Portlandzement 35 F [kg/m³] | | | | | | |
| Sand 0 - 4 mm [kg/m³] | 340 | 347 | 349 | 348 | 346 | 240 |
| Kies 4 - 8 mm [kg/m³] | 625 | 631 | 633 | 632 | 628 | 695 |
| Kies 8 - 16 mm [kg/m³] | 480 | 482 | 484 | 483 | 480 | 510 |
| Gesamtwasser [l/m³] | 735 | 742 | 745 | 744 | 739 | 785 |
| | 165 | 187 | 188 | 172 | 186 | 210 |
| w/Z | | | | | | |
| Frischbetonrohddichte [kg/dm³] | 0,49 | 0,54 | 0,54 | 0,49 | 0,54 | 0,88 |
| Rohddichte (28 d) [kg/dm³] | 2,38 | 2,39 | 2,40 | 2,38 | 2,38 | 2,38 |
| Ausbreitmaß [cm] | 2,35 | 2,36 | 2,36 | 2,38 | 2,35 | 2,32 |
| | 35 | 35 | 38 | 36 | 38 | 39 |

Fortsetzung der Tabelle 4.12

c)

| Serie | KS 3 | SS 3 | BSB4 |
|---------------------------------|------|------|------|
| Portlandzement 35 F [kg/m³] | 340 | 340 | 340 |
| Kalkstein 0 - 4 mm [kg/m³] | 830 | - | - |
| Kalkstein 4 - 8 mm [kg/m³] | 425 | - | - |
| Kalkstein 8 - 16 mm [kg/m³] | 570 | - | - |
| Sandstein 0 - 4 mm [kg/m³] | - | 810 | - |
| Sandstein 4 - 8 mm [kg/m³] | - | 435 | - |
| Sandstein 8 - 16 mm [kg/m³] | - | 550 | - |
| Sand 0 - 2 mm [kg/m³] | - | - | 726 |
| Basaltsplitt 8 - 11 mm [kg/m³] | - | - | 1014 |
| Basaltsplitt 11 - 16 mm [kg/m³] | - | - | 185 |
| Gesamtwasser [l/m³] | 185 | 185 | 175 |
| W/Z | 0,54 | 0,54 | 0,50 |
| Frischbetonrohddichte [kg/m³] | - | - | 2,55 |
| Rohddichte (28 d) [kg/dm³] | 2,33 | 2,23 | 2,52 |
| Ausbreitmaß [cm] | 36 | 36 | 33,5 |

d)

| Serie | M3 | MHn |
|--------------------------------|-------|------|
| Portlandzement 35 F [kg/m³] | 481 | 404 |
| Sand 0 - 2 mm [kg/m³] | 1447 | 1462 |
| Gesamtwasser [l/m³] | 231 | 294 |
| W/Z | 0,48 | 0,73 |
| Frischbetonrohddichte [kg/dm³] | 2,160 | 2,16 |
| Rohddichte (28 d) [kg/dm³] | 2,14 | 2,14 |

Fortsetzung der Tabelle 4.12

e)

| Serie | | LB3, LB4 | LB9 |
|---------------------------|----------|----------|-------|
| Portlandzement 45 F | [kg/m³] | 350 | - |
| Portlandzement 35 F | [kg/m³] | - | 350 |
| Sand 0 - 2 mm | [kg/m³] | 265 | 611 |
| Leca-Zuschlag 0 - 2 mm | [kg/m³] | 210 | - |
| Leca-Zuschlag 2 - 4 mm | [kg/m³] | 105 | - |
| Leca-Zuschlag 4 - 8 mm | [kg/m³] | 125 | - |
| Leca-Zuschlag 8 - 16 mm | [kg/m³] | 160 | - |
| Liapor-Zuschlag 2 - 8 mm | [kg/m³] | - | 150 |
| Liapor-Zuschlag 8 - 16 mm | [kg/m³] | - | 350 |
| Gesamtwasser | [l/m³] | 225 | 212,5 |
| Frischbetonrohdichte | [kg/dm³] | 1,42 | 1,79 |
| Rohdichte (28 d) | [kg/dm³] | 1,38 | 1,75 |

Tabelle 4.13: Festigkeitsdaten der Probenreihen

| Betonserie | Würfel Festigkeit in N/mm ² nach 28 d | Prüfalter in Tagen | Festigkeit in N/mm ² im Prüfalter | |
|------------|--|-----------------------|---|---------------|
| | | | Würfel | Probezylinder |
| Si 3/7 | 114 ^{*)} | > 150 | 136 ^{*)} | 106,5 |
| VR 13 | 52 | > 580 | 61 | 41,3 |
| VR 18 | 54 | > 560 | 58 | 32,8 |
| VR 20 | 47 | > 505 | - | 27,0 |
| VR 21 | 57 | > 720 | 56 | 34,3 |
| VR 22 | 53 | > 360 | 57 | 40,0 |
| VR 03 | 30 | > 550 | 34 | 21,1 |
| KS 3 | - ^{**)} | > 1600 | - ^{**)} | 26,9 |
| SS 3 | - ^{**)} | > 1500 | - ^{**)} | 42,0 |
| BS 84 | 50 | > 250 | 60 | 41,5 |
| M 3 | 48 | > 120 | 51 | 48,2 |
| MHn | - ^{**)} | > 900 | - ^{**)} | 23,3 |
| LB 3 | 23 | > 750 | 27 | 22,0 |
| LB 4 | 24 | > 790 | 22 | 21,4 |
| LB 9 | 45 | > 90 | 47 | 47,7 |

^{*)} Würfel 10 x 10 x 10 cm³

^{**)} keine Würfel hergestellt

5. Zusammenfassung und Ausblick

Der vorliegende Bericht umfaßt die Arbeitsergebnisse des Teilprojekts B3 für den zurückliegenden, dreijährigen Förderungszeitraum. Obwohl in Teilbereichen des Forschungsprogramms aus finanziellen Gründen Einsparungen und Kürzungen vorgenommen werden mußten, konnten die angestrebten Arbeitsziele im wesentlichen erreicht werden. Entsprechend dem vorgelegten Forschungsantrag wurden die großen Teilgebiete

- Mikrorißbildung von belastetem Beton während der Aufheizung und Abkühlung; Reversibilität der Betonverformungen,
- biaxiales Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton,
- modellmäßige Beschreibung der thermisch induzierten Rißbildung,
- praxisorientierte Beschreibung der Betonverformungen

behandelt. Wichtige Teilaspekte aus diesen Arbeiten sind bereits veröffentlicht oder in Form von Referaten vorgetragen worden. Zusammenfassend sei hier auf einige aus unserer Sicht besonders wichtige Arbeitsergebnisse hingewiesen.

Durch die experimentellen Untersuchungen der Mikrorißbildung von belastet aufgeheiztem Beton mit Hilfe der Schallemissionsanalyse und nachträglicher Hg-Porosimetrie konnten bisher nur vermutete Zusammenhänge eindeutig nachgewiesen werden. Insbesondere konnte gezeigt werden: Externe mechanische Spannungen, die während eines Aufheizzyklus an der Probe anliegen, überlagern sich mit den inneren lokalen Spannungen, die durch Unterschiede in der Wärmedehnung von Zementstein und Zuschlag hervorgerufen werden. Dies führt dazu, daß Teile der Verbundzone auch während der Aufheizung nahezu unverändert gegenüber dem Ausgangszustand (vor Be-

ginn der Aufheizung) verbleiben und entstehende Risse kleinere Rißweiten aufweisen. Die Überlagerung der externen Spannungen mit den lokalen inneren Spannungen führt jedoch auch bereichsweise zu einem insgesamt höheren Niveau der inneren Spannungen. Bei höheren externen Spannungen führt dies zu einer zusätzlichen Rißbildung, wobei sich die Risse in Richtung der äußeren Last orientieren. Es existiert demnach ein Optimum in dem Niveau der äußeren Spannung hinsichtlich der Minimierung der thermisch induzierten Rißbildung. Insgesamt haben die Untersuchungsergebnisse zu einem besseren grundlegenden Verständnis der wichtigsten typischen Hochtemperatureffekte von Beton geführt.

Auf dem Gebiet des biaxialen Hochtemperaturverhaltens von Beton konnten -nach Aufnahme des vollen Versuchsbetriebs mit Beginn der vergangenen Förderungsperiode- große Fortschritte erreicht werden. Die wichtigsten Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die zweiachsale Druckfestigkeit ist für alle Spannungsverhältnisse höher als die einaxiale Druckfestigkeit bei gleicher Temperatur. Der Festigkeitszuwachs gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit ist schon bei nur geringer Beanspruchung in der zweiten Achse recht deutlich. Der stützende Einfluß der Kraft aus der zweiten Achse erreicht bei einem bestimmten Beanspruchungsverhältnis, das mit der Temperatur ansteigt, seine größte Wirkung.
- Die relative Festigkeitserhöhung bei zweiaxialer Beanspruchung ist bei höheren Temperaturen größer als bei Raumtemperatur. Besonders hohe relative Werte erreicht die Festigkeitserhöhung bei Temperaturen über 400°C. Das Maximum der Festigkeit bei zweiaxialer Beanspruchung wird mit steigender Prüftemperatur zu größeren Spannungsverhältnissen verschoben, weil mit steigender Temperatur eine zunehmende Strukturschädigung verknüpft ist und starke Stützkkräfte für den -nun als verzahntes Haufwerk anzusehenden- Beton notwendig werden. Die Festigkeitser-

höhungen sind bei Normalbeton und Mörtel größer als bei Leichtbeton.

- Die bei konstanten Temperaturen gemessenen lastabhängigen Verformungen nehmen bei höheren Temperaturen in allen drei Achsen stark zu. Die Dehnungen in der unbelasteten Achse erreichen bei hohen Temperaturen und großen Spannungsverhältnissen extrem große Werte, die, neben elastischen und plastischen Verformungen aus der Querdehnung, einen hohen Verformungsanteil aufweisen, der durch Rißbildung senkrecht zur Belastungsrichtung entsteht. Die maximalen Verformungen in der lastfreien Achse ergeben sich bei einem Belastungsverhältnis von 1:1.
- Die kritische Betontemperatur, definiert als die Temperatur, bei der der belastete Probekörper bei Aufheizung versagt, nimmt wegen der Stützwirkung der Kraft aus der zweiten Achse mit steigendem Spannungsverhältnis zu.
- Die Kriechverformungen, als belastungs- und temperaturabhängige Verformungen definiert, zeigen bei Aufheizung unter einaxialer Druckbeanspruchung das gewohnte Verhalten; sie nehmen nach Überschreiten von etwa 400°C stark zu. Bei zweiaxialer Belastung wird diese starke Zunahme der Kriechverformungen zu höheren Temperaturen verschoben. Gleichzeitig wirkt sich die zweiaxiale Druckbeanspruchung stark vergrößernd auf die Dehnungen in der freien Achse aus.
- Die Zwangskräfte, die bei instationärer Temperaturbeanspruchung und vollständiger Dehnbehinderung entstehen, sind bei zweiaxialer Beanspruchung größer als bei einaxialer Beanspruchung. Sie weisen aber für beide Beanspruchungsarten qualitativ den gleichen Verlauf auf.

Wie aus der Zusammenstellung ersichtlich, sind über das bi-axiale Hochtemperaturverhalten von Beton Fortschritte erzielt worden. Trotzdem bestehen noch große Wissenslücken:

- Es existieren bisher nur Ergebnisse im Druck-Druck-Bereich. Die Versuche zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linien und der Festigkeit bei konstanten hohen Temperaturen wurden dabei stets kraftgeregelt durchgeführt. Vollständige Spannungs-Dehnungs-Linien, die den abfallenden Ast mit einschließen, konnten also nicht gewonnen werden. Sie sind jedoch zur Formulierung von Stoffgesetzen erforderlich.
- Bisher wurde nur eine einzige Normalbetonmischung systematisch untersucht. Einflüsse aus den wichtigsten Betonparametern -W/Z-Wert, Bindemittelgehalt, Kornaufbau und mineralogischer Aufbau der Zuschläge- sind bisher noch nicht erforscht worden.
- Außerdem sind bislang keine Versuche im Druck-Zug und Zug-Zug-Bereich durchgeführt worden. Erst mit Versuchsergebnissen in allen Quadranten der biaxialen Hauptspannungsebene ist die vollständige Bruchgrenzlinie von Beton angebbar. Diese ist jedoch unabdingbar notwendig, um das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton grundlegend verstehen zu können.

Es wurde bereits 1983 auf der Gutachtersitzung vom Sprecher des SFB und von den unmittelbar beteiligten Wissenschaftlern darauf hingewiesen und auch von den Gutachtern erkannt, daß die Arbeiten in der letzten Förderungsperiode noch nicht zu einem befriedigendem wissenschaftlichen Abschluß geführt werden konnten. Eine Weiterführung der Arbeiten über 1986 hinaus wurde empfohlen. Zwischenzeitlich ist bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft ein entsprechender Antrag gestellt worden.

Ausgangspunkt des theoretischen Ansatzes zur modellmäßigen Beschreibung der thermischen Rißbildung bildet die Analyse der Spannungsverteilung zwischen den Zuschlägen und der Matrix. Durch sie wird zunächst die Ausbildung des räumlichen Rißmusters ermittelt. Risse entstehen demnach vornehmlich

bei der Aufheizung oberhalb 150°C als Matrixrisse zwischen den am engsten benachbarten Zuschlägen. Im Verlauf der Abkühlung können sich dagegen Haftrisse zwischen den Zuschlägen und der Matrix bilden. Das bei einer bestimmten Temperatur entstehende Rißvolumen wird aus den thermischen Ausdehnungen der Komponenten und der des zusammengesetzten Körpers unter Einbeziehung seines Mischungsaufbaus bestimmt. Die entstehenden Rißflächen werden mit Hilfe eines Strukturmodells abgeschätzt, das die Verteilung des Zuschlags im Beton idealisiert beschreibt. Aus dem Rißvolumen und der Rißfläche wird eine Rißweite in Abhängigkeit von der Temperatur berechnet. Sie zeigt eine gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Rißweiten.

Mit Hilfe des abgeleiteten Strukturmodells können alle notwendigen Eingangsdaten für die Beschreibung eines thermisch geschädigten Betons anhand eines bereits bestehenden haufwerkstheoretischen Modells gewonnen werden. Mit dem Strukturmodell wird so eine Verknüpfung zwischen den Veränderungen der mechanischen Kennwerte bei hohen Temperaturen und den physikalischen Veränderungen der Komponenten hergestellt. Durch Kombinieren des Strukturmodells mit dem haufwerkstheoretischen Modell werden die typischen Veränderungen der mechanischen Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen erklärt.

Mit der Entwicklung dieses Modells wurde erstmalig eine feste Verknüpfung zwischen den physiko-chemischen Vorgängen bei der Betonerhitzung und den daraus resultierenden Änderungen der mechanischen Betoneigenschaften erzielt. Insofern konnte dieser Teilaspekt zu einem konsistenten Abschluß gebracht werden.

Der entwickelte praxisorientierte Ansatz zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton bei instationären Beanspruchungen erlaubt sowohl für den Bereich ansteigender Temperaturen als auch für den Bereich absinkender Temperaturen eine einfache Beschreibung der Betonverformungen.

Auch der Zwangskraftverlauf wird richtig wiedergegeben. Die Betonverformungen werden hinreichend genau durch zwei Funktionen und zwei Konstanten (Festigkeit bei 20°C, E-Modul bei 20°C) beschrieben. Die Funktionen (thermische Dehnung $\epsilon_{th}(T)$ und die bezogene lastabhängige Übergangsverformung $\tilde{\epsilon}(T)$) hängen nur von der Temperatur ab. Das vorgestellte Modell bietet auch folgende Vorteile: Physikalische und chemische Vorgänge spiegeln sich in den $\tilde{\epsilon}(T)$ -Funktionen klar wieder. Betone mit vergleichbaren Zementen liefern ähnliche $\tilde{\epsilon}(T)$ -Funktionen. Mit der Entwicklung des vereinfachten Ansatzes wurde die Grundlage zu einer übergreifenden Auswertung aller bisher erzielten Betonverformungsdaten geschaffen. Somit konnte die praktische Nutzung der experimentell und theoretisch gewonnenen Erfahrungen sichergestellt werden.

Obwohl die angestrebten Ziele der letzten Förderungsperiode fast durchweg erreicht wurden und wichtige Fragenkomplexe auch tatsächlich zu einem gerundeten wissenschaftlichen Ergebnis geführt werden konnten, haben sich mit der Erweiterung unseres Kenntnisstandes, der Entwicklung neuer Baustoffe und Bauweisen und mit den Fortschritten und Neuorientierungen des baulichen Brandschutzes auch neue Fragestellungen ergeben. Es ist deshalb davon auszugehen, daß die "Untersuchung des Hochtemperaturverhaltens von Beton" auch in Zukunft einen festen Platz unter den Gebieten der Baustoffforschung einnehmen wird.

6. Schriftum

- /1/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht B3 des Sonderforschungsbereichs 148, TU Braunschweig, 1977.
- /2/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht B3 des Sonderforschungsbereichs 148, TU Braunschweig, 1980.
- /3/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht B3 des Sonderforschungsbereichs 148, TU Braunschweig, 1983.
- /4/ Brakel, J. van: Mercury porosimetry - state of the arts. Powder Technol. 29, pp. 1 - 208, 1981.
- /5/ Hinrichsmeyer, K.; Paulmann, K.; Matzeit, R.-A.; Steinert, J.; Diederichs, U.: Einsatz der Quecksilberporosimetrie zur Analyse von Rißstrukturen in Beton. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen Nr. 24/25, 1984/85, Verlag Hahn Druckerei Hannover, 1986.
- /6/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider, U.: Analysis of thermal, hydrothermal and mechanical stresses of concrete by mercury-porosimetry and nitrogen-sorption. In: Haynes, J. M.; Rossi-doria, P. (ed.) Proc. of RILEM/CNR Int. Symp. on Principles and Applications of Pore Structural Characterization. Milano, 27 - 29 April 1983. Pp. 409 - 428, J. W. Arrowsmith Ltd., Bristol 1985.

- /7/ Schneider, U.; Diederichs, U.: Detection of cracks by mercury penetration measurements. In: Wittmann (ed.): Fracture mechanics of concrete. Pp. 207 - 222, Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam 1983.
- /8/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Nachweis von Strukturveränderungen beim Erhitzen von Zementstein und Mörtel durch Quecksilberporosimetrie. TIZ-Fachberichte, Vol. 107, No. 2, 1983.
- /9/ Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- /10/ Schneider, U.; Rosenberger, W.; Diederichs, U.: Untersuchung der Rißkinetik in Beton durch Schallemissionsanalyse. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, Heft 20/21, 1980/81, S. 44-51, Bad Harzburg, 1981.
- /11/ Diederichs, U.; Schneider, U.; Terrien, M.: Formation and Propagation of Cracks and Acoustic Emission. In: Wittmann (ed.): Fracture Mechanics of Concrete, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.
- /12/ Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitation, Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 42, Braunschweig, 1979.
- /13/ Schneider, U. et al.: Behaviour of Concrete at High Temperatures. RILEM COMMITTEE 44-PHT, Final Report, Kassel 1983, 2. Auflage 1985.

- /14/ Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen (Behaviour of Concrete at High Temperatures), Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb), Heft 337, Berlin 1982.
- /15/ Jumppanen, U. M.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Material Properties of F-Concrete at High Temperatures. VTT Research Reports 452, Technical Research Centre of Finland, Espoo (Finland), 1986.
- /16/ Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbeton bei hohen Temperaturen. Dissertation, TU Braunschweig, 1973.
- /17/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider, U.: Experimentelle Untersuchung von Transportvorgängen und Porenstrukturen in Beton im Bereich der Verdampfung des Porenwassers (Phasenübergang). Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1984.
- /18/ Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Dissertation, TU Braunschweig, 1978.
- /19/ Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Dissertation, TH Stuttgart, 1961.
- /20/ Ziegeldorf, S.; Kleiser, K.; Hilsdorf, H. K.: Vorbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton. DAfStb, Heft 305, 1979.
- /21/ Majchrowicz, J.: Strength of Plain Concrete under Short-Term Biaxial Stress at Temperatures up to 600°C. International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions, Toulouse, Mai 1984.

- /22/ Matsushita, T.; Nakajima, S.: On the 200 tons Triaxial Testing Machine Capable of Automatic Load Control under High and Low Temperature. RILEM International Symposium, The Evolution of Mechanical Equipment for Testing Building Materials, Stuttgart 1972.
- /23/ RILEM Bulletin, Materials and Structures. Vol. 16. No. 91, Jan-Feb, 1983.
- /24/ Arthanari, S.; Yu, C. W.: Creep of Concrete under Uniaxial and Biaxial Stress at Elevated Temperatures. Magazine of Concrete Research, Vol. 19, No. 60, Sept. 1967.
- /25/ McDonald, J.E.: Creep of Concrete under Various Temperature, Moisture and Loading Conditions. Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, ACI SP-55, Detroit 1978.
- /26/ Aschl, H.; Linse, D.; Stöckl, S.: Kriechen von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung und bei erhöhten Temperaturen, DAfStb: Spannbeton-, Reaktordruckbehälter, Vortragsabend Nr. 3, Berlin 1975.
- /27/ Richart, F.E.; Brandtzaeg, A.; Brown, R.L.: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 185, 1928.
- /28/ Akroyd, T.N.W.: Concrete under Triaxial Stresses. Magazine of Concrete Research V. 13, No. 39, 1961.
- /29/ Fumagalli, E.: The Strength Characteristics of Concrete under Conditions of Multiaxial Compression. Models and Structures, Experimental Institute, Bergamo, Report No. 30, 1965

- /30/ Chinn, J.; Zimmermann, R.M.: Behaviour of Plain, Concrete under Various High Triaxial Compression Loading Conditions. University of Colorado, 1965.
- /31/ Bellamy, C.J.: Strength of Concrete under Combined Stresses. Journal of A.C.I., Oct. 1961.
- /32/ Malcov, K.A.; Pak, A.: Betonfestigkeit bei mehrachsiger Beanspruchung. Internationales Kolloquium Festigkeitsprobleme des Betons. Sonderdruck der wissenschaftlichen Zeitschrift der TU Dresden, Dresden 1986.
- /33/ Föppl, A.: Die Abhängigkeit der Bruchgefahr von der Art des Spannungszustandes. Mitteilungen aus dem Mech. techn. Laboratorium der Königl. Techn. Hochschule. Heft 27, München 1900.
- /34/ Wästlund, G.: Nya Rön Angående Betongens Grundläggande Halfasthetsegenskaper. Haft 3, Betong 1937.
- /35/ Glomb, J.: Die Ausnutzbarkeit zweiachsiger Druckfestigkeit des Betons in Flächentragwerken. Paper of the F.I.P. 3. Congress 1958.
- /36/ Weigler, H.; Becker, G.: Untersuchungen über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei zweiachsiger Beanspruchung. Heft 157 des DAfStb, Berlin 1963.
- /37/ Sundara Raja Iyengar, K.T. ; Chandrashekhara, K.; Krishnaswanny, K.T.: Strength of Concrete under Biaxial Compressions. Journal of ACI, Vol. 62, No. 2. Feb. 1965.
- /38/ Vile, G.W.D.: Behaviour of Concrete under Simple and Combined Stresses. Imperial College of Science and Technology, London, Sept. 1965.

- /39/ Opitz, H.: Festigkeit und Verformungseigenschaften des Betons bei zweiachsiger Beanspruchung. Internationales Kolloquium "Festigkeitsprobleme des Betons", Dresden 1968. Sonderdruck der wissenschaftlichen Zeitschrift der TU Dresden.
- /40/ Nelissen, L.J.M.: Biaxial Testing of Normal Concrete. Heron, Vol. 18, No. 1, 1972.
- /41/ Hilsdorf, H.: Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons. Heft 173 des DAfStb, Berlin 1965.
- /42/ Kupfer, H.; Zelger, C.: Bau und Erprobung einer Versuchseinrichtung für zweiachsige Belastung. Heft 229 des DAfStb, Berlin 1973.
- /43/ Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Heft 229 des DAfStb, Berlin 1973.
- /44/ Liu, T.C.Y.; Nilson, A.H.; Slate, F.O.: Stress-strain Response and Fracture of Concrete in Uniaxial and Biaxial Compression. ACI Journal, May 1972.
- /45/ Buyukozturk, O.; Nilson, A.H.; Slate, F.O.: Stress-strain Response and Fracture of a Concrete Model in Biaxial Loading. ACI Journal, August 1971.
- /46/ Linse, D.; Stegbauer, A.: Festigkeit und Verformungsverhalten von Leichtbeton, Gasbeton, Zementstein und Gips unter zweiachsigen Kurzzeitbeanspruchungen. Heft 254 des DAfStb, Berlin 1976.
- /47/ Schickert, G.; Winkler, H.: Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung. Heft 277 des DAfStb, Berlin 1977.

- /48/ Gerstle, K.H.; Linse, D.L.; Bertachi, P.; Kotsovos, M.D.; Ko, H-Y; Newman, J.B.; Rossi, P.; Schickert, G.; Taylor, M.A.; Traina, L.A.; Zimmermann, R.M.; Bellotti, R.: Strength of Concrete under Multiaxial Stress States. Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, ACI SP-55, Detroit 1978.
- /49/ Gerstle, K.H.; Aschl, H.; Belotti, R.; Bertacci, P.; Kotsovos, M.D.; Ko, H-Y.; Linse, D.; Newman, J.B.; Rossi, P.; Schickert, G.; Taylor, M.A.; Traina, L.A.; Winkler, H.; Zimmermann, R.M.: Behaviour of Concrete under Multiaxial Stress States. Proceedings of ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, EM6, December 1980.
- /50/ Ross, A.D.: Experiments on the Creep of Concrete under Two-dimensional Stressing. Magazine of Concrete Research, No. 16, June 1954.
- /51/ Meyer, H.G.: Beitrag zur Frage des Querkriechens von Beton unter ein- und zweiachsiger Druckbeanspruchung. Mitteilungen aus dem Institut für Materialprüfung und Forschung des Bauwesens der T.H. Hannover, Heft 5, 1967.
- /52/ Gopalakrishnan, K.S.; Neville, A.M.; Ghali, A.: Creep Poissons Ratio of Concrete under Multiaxial Compressions. University of Calgary, Journal of ACI, Dec. 1969.
- /53/ Schneider, U.; Ehm, C.; Diederichs, U.: Prüfanlage für Beton unter biaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, 22/23, S. 39-45, 1982/83.

- /54/ Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Dissertation, TU Braunschweig, 1986.
- /55/ Wittmann, F.; Zaitsev, J.: Verformung und Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und Dauerlast. Heft 232 des DAfStb, Berlin 1974.
- /56/ Slate, F.O.: X-Ray Technique for Studying Cracks in Concrete, with Emphasis on Methods Developed and Used at Cornell University. In: F.H. Wittmann (Hrsg.): Fracture Mechanics of Concrete. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam 1983.
- /57/ Lukas, J.: Thermische Ausdehnung von Zementstein. Abteilung für Werkstoffphysik, Diplomarbeit, TU München, Juli 1971.
- /58/ Wittmann, F.H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. DAfStb, Heft 290, Berlin 1977.
- /59/ Chmelka, F.; Melan, E.: Einführung in die Festigkeitslehre. Springer-Verlag, Wien 1960.
- /60/ Odler, I.; Abdul-Maula, S.: Veränderungen der Struktur und der Eigenschaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperaturen. Arbeitsbericht 1981 bis 1982 des Teilprojekts B6 des Sonderforschungsbereichs 148. TU Braunschweig, Mai 1983.
- /61/ Odler, I.; Abdul-Maula, S.; Zürz, A.: Veränderung der Struktur und der Eigenschaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur. Tagungsband zum Abschlußkolloquium des SFB 148, 19.-20. März 1987, TU Braunschweig, 1987.

- /62/ Dougill, J.W.: Proc. Int. Conf. Struct. Concr., Cement and Concrete Ass. Pp. 499 - 513, 1968.
- /63/ Kordina, K.; Wydra, W.; Ehm, C.: Analysis of the Developing Damage of Concrete due to Heating and Cooling. ACI-Symposium on Evaluating of Fire, Damage of Concrete and Repair of Damage, San Francisco, März 1986.
- /64/ Brdička, R.: Grundlagen der physikalischen Chemie. 8. Auflage, VEB Deutscher Verlag der Wissenschaften, Berlin 1969.
- /65/ Hirsch, T.J.: Modulus of elasticity of concrete affected by elastic moduli of cement paste, matrix and aggregate. ACI-Journal, Proceedings Vol. 59, No. 3, pp. 427 - 452, März 1962.
- /66/ Ishai, O.: Diskussionsbeitrag-Hirsch, T.J.: Modulus of elasticity of concrete affected by elastic moduli of cement paste, matrix and aggregate. ACI-Journal, Proceedings Vol. 59, No. 9, pp. 1365 - 1368, September 1962.
- /67/ Dantu, P.: Etude des contraintes dans les milieux hétérogènes, application au béton. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Public, Vol. 11, Nr. 121, pp. 55-77, Januar 1958.
- /68/ Ziman, J.M.: Prinzipien der Festkörperphysik. Verlag Harri Deutsch, Zürich, Frankfurt, 1975.
- /69/ Ashcroft, N.; Mermin, I.: Solid state physics. Holt Rinihart and Winston, 1976.
- /70/ Reinius, E.: En teorie om betongens deformation och brott. Betong, No. 1, pp. 15 - 43, 1955.

- /71/ Anson, M.: An investigation into hypothetical deformation and failure mechanism for concrete. *Magazin of Concrete Research*, Vol. 16, No. 47, pp. 73 - 82, Juni 1964.
- /72/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. *DAfStb*, Heft 260, 1976.
- /73/ Kezdi, A.: Diskussion zu Farouki, O.T.; Winterkorn, H.F.: *Mechanical Properties of Granular Systems*. *Highway Research Record*. No. 52, pp. 42 - 58, 1964.
- /74/ Wesche, K.: *Baustoffe für tragende Bauteile Band 2, nichtmetallisch-anorganische Stoffe. Beton, Mauerwerk*, Bauverlag GmbH, 2. Auflage, 1981.
- /75/ Bronstein, I.N.; Semendjajew, K.A.: *Taschenbuch der Mathematik*. Verlag Harri Deutsch Zürich, Frankfurt, 1966.
- /76/ Anderberg, Y.; Thelandersson, S.: *Stress and Deformation characteristics of concrete at high temperatures. 2. Experimental investigation and material behaviour model*. Lund Inst. of Technology, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 54, Lund 1976.
- /77/ Bazánt, Z.P.; Panula, L.: *Practical prediction of time dependant deformations of concrete (Part 1-6); Materials and Structures*; Vol. 11, No. 65, pp. 301 - 328, 1978, No. 66, pp. 415 - 434, Vol. 12, No. 66, pp. 169 - 183, 1979.
- /78/ Khoury, G.A.; Grainger, B.N.; Sullivan, P.J.E.: *Strain of Concrete during the first heating to 600°C under load*. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 37, No. 133, pp. 195-215, December 1985.

- /79/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Weber, A.: Behaviour of HTR-Concrete; State of the Art. IAEA Specialists Meeting on Design, Criteria and Experience with Prestressed Reactor Pressure Vessels, 4.-7. Dezember 1984 in Lausanne (Switzerland), IAEA-Report IWGGCR-11, Wien 1985.
- /80/ Weber, A.; Becker, G.; Diederichs, U.: Effects of Long-Therm Thermal Exposure on the Behaviour of HTR-Concrete, Proc. 8th SMIRT Conf., Brussels, Belgium, Aug. 19-23, paper H5/3, 1985.
- /81/ Diederichs, U.: Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei instationären Temperaturen. Tagungsband zum Abschlußkolloquium des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", 19.-20. März, TU Braunschweig, 1987.
- /82/ Diederichs, U.; Wiese, J.: Pilotstudie über den Einfluß von Aufheizgeschwindigkeit und Probekörperabmessung auf das Verformungsverhalten von Beton. Unveröffentlichter Bericht aus dem Sonderforschungsbereich 148. Technische Universität Braunschweig, Dezember 1986.
- /83/ Wydra, W.; Diederichs, U.; Schneider, U.: Deformation behaviour and creep effects during a heating-cooling-cycle. Proceedings of the 8th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Brussels (Belg.), 19.-23. Aug. 1985, Volume 4, Paper H 5/6, 1985.

- /84/ Wydra, W.; Diederichs, U.: Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Kiesbeton bei zyklischer Hochtemperaturbeanspruchung. Bericht aus dem Teilprojekt B3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton" des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1985 (unveröffentlicht).
- /85/ Rentrop, P.: An Algorithm for the Computation of the Exponential Spline, Numer. Math. 35, pp. 81-93, Springer-Verlag, 1980.
- /86/ Heidemann, U.: Linearer Ausgleich mit Exponential-Splines bei automatischer Wahl der Intervallteilungspunkte (to be published in COMPUTING).

7. Dokumentation der Veröffentlichungen

Im Zeitraum 1983 bis 1987 sind folgende Veröffentlichungen von Mitarbeitern des Teilprojekts B3 erschienen:

- /1/ Diederichs, U.; Schneider, U.; Terrien, M.: Formation and Propagation of Cracks and Acoustic Emission. In: Wittmann (editor): Fracture Mechanics of Concrete, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.
- /2/ Schneider, U.; Diederichs, U.: Detection of Cracks by Mercury Penetration Measurements. In: Wittmann (editor): Fracture Mechanics of Concrete, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1983.
- /3/ Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Dissertation TU Braunschweig, 1983. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 57, Braunschweig, 1983.
- /4/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Nachweis von Strukturveränderungen beim Erhitzen von Zementstein und Mörtel durch Quecksilberporosimetrie. TIZ-Fachberichte, Vol. 107, No. 2, pp. 102-109, 1983.
- /5/ Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 58, 1983.
- /6/ Dobbernack, R.; Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung. Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 59, 1983.

- /7/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Ehm, C.: Hydrothermal Effects on the Microstructure and Corrosion Properties of Concrete. Proceedings of the 7th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Chicago (USA), 22-26 August 1983, Vol. H, Paper No. 3/2, North Holland Publ. Comp., Amsterdam, 1983.
- /8/ Schneider, U.; Ehm, C.; Diederichs, U.: Behaviour of Concrete under Attack of Liquid Steel. Proceedings of the 7th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Chicago (USA), 22-26 August 1983, Vol. H, Paper No. 3/4, North Holland Publ. Comp., Amsterdam 1983.
- /9/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider, U.: Analysis of Thermal, Hydrothermal and Mechanical Stresses of Concrete by Mercury-Porosimetry and Nitrogen-Sorption. Preprints RILEM/CNR International Symposium "Principles and Applications of Pore Structural characterization", Milano, Italy, 27-29 April, 1983.
- /10/ Hinrichsmeyer, K.; Diederichs, U.; Schneider, U.: Thermal Induced Cracks and Acoustic Emission in Cement Paste, Mortar and Concrete. Proceedings of the 12th International Conference "Science of Ceramics", Saint-Vincent, Italy, June 27-30th, 1983.
- /11/ Schneider, U.; Ehm, C.; Diederichs, U.: Prüfanlage für Beton unter biaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, Heft 22/23, 1982/83, Bad Harzburg, 1983.
- /12/ Altes, J.; Schneider, U.; Schimmelpfennig, K.: Behaviour of a Prestressed Reactor Vessel for HTR under Extremely High Core Temperature Loading. Int. J. Pres. Ves. & Piping 13, pp. 145-154, London, 1983.

- /13/ Bub, H.; Hosser, D.; Kersken-Bradley, M.; Schneider, U.: Eine Auslegungssystematik für den baulichen Brandschutz. Schriftenreihe "Brandschutz im Bauwesen", Heft 4, E. Schmidt Verlag, Berlin, 1983.
- /14/ Haksever, A.; Schneider, U.: Brandschutztechnische Bemessung von Stahlkonstruktionen bei realen Bränden. Bauingenieur 58, S. 299-307, 1983.
- /15/ Schneider, U. et al.: Behaviour of Concrete at High Temperatures. RILEM COMMITTEE 44-PHT, Final Report, Kassel, 1983, 2. Aufl., 1985.
- /16/ Kersken-Bradley, M.; Pettersson, O.; Schneider, U. et al.: A Conceptual Approach Towards a Probability Based Design Guide on Structural Fire Safety. Fire Safety Journal, Vol. 6, Elsevier Sequoia S.A. Lausanne, 1983.
- /17/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Weber, A.: Behaviour of HTR-Concrete at Elevated Temperatures. State of the Art - IAEA Specialists' Meeting on Design, Criteria and Experience with prestressed Reactor Pressure Vessels, 4.-7. Dez. 1984, Lausanne, IAEA-Report: IWGGCR-11, S. 219-231, Lausanne, 1984.
- /18/ Schneider, U.; Diederichs, U.: Physikalische Eigenschaften von Beton und Stahl im Bereich von 20°C bis zum Schmelzen; Spannbetonbehälter unter hypothetischen Störfallbelastungen. Abschlußbericht der KFA-Jülich zum Förderungsvorhaben RS 447, Anhangband 2, Jülich, Januar 1984.
- /19/ Kordina, K.; Schneider, U.; Diederichs, U.: Wasserdampffreisetzung; Spannbetonbehälter unter hypothetischen Störfallbelastungen. Abschlußbericht der KFA-Jülich zum Förderungsvorhaben RS 447, Anhangband 2, Jülich, Januar 1984.

- /20/ Kordina, K.; Schneider, U.; Diederichs, U.: Material-
daten von PNP 400 (Werkstoff- und physikalische Eigen-
schaften der Stahl- und Gußwerkstoffe 15 Mo 3, WB 35,
TTSTE 29, X10 CrNiNb 189, GGG 40); Spannbetonbehälter
unter hypothetischen Störfallbelastungen. Abschlußbe-
richt der KFA-Jülich zum Förderungsvorhaben RS 447,
Anhangband 2, Jülich, Januar 1984.

- /21/ Schneider, U.; Diederichs, U.: Zugfestigkeit und Gas-
dichtigkeit von Beton bei hohen Temperaturen; Spann-
betonbehälter unter hypothetischen Störfallbelastun-
gen. Abschlußbericht der KFA-Jülich zum Förderungsvor-
haben RS 447, Anhangband 2, Jülich, Januar 1984.

- /22/ Diederichs, U.: Spannbeton-Reaktordruckbehälter unter
hypothetischen Störfallbelastungen. Forschungsarbeiten
1978-1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig,
Heft 65, S. 243-245, Braunschweig, 1984.

- /23/ Schneider, U.; Ehm, C.; Diederichs, U.: Erosion of
Concrete Exposed to Steel Melts. Res Mechanica 12,
S. 283-296, 1984.

- /24/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Porenstruktur von
alkalisch aktivierter Hochofenschlacke (F-Zement) nach
thermischer Belastung. Vortrag, II. Workshop über die
Charakterisierung von feinteiligen und porösen Fest-
körpern, Bad Soden, Taunus, 25.-26. Sept. 1984.

- /25/ Hinrichsmeyer, K.; Diederichs, U.: Einsatz der Queck-
silberporosimetrie zur Analyse von Rißstrukturen in
ausmittig impulsbelasteten Betonprismen. Vortrag, II.
Workshop über die Charakterisierung von feinteiligen
und porösen Festkörpern, Bad Soden, Taunus, 25.-26.
Sept. 1984.

- /26/ Diederichs, U.: Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete at High Thermal Loads. Symposium on Fire Technology and Concrete, Technical Research Centre of Finland, Espoo, November 1984.
- /27/ Diederichs, U.: Betonversuche für Hochtemperatur-Reaktoren mit Heliumturbine. Forschungsarbeiten 1978-1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 65, S. 246-249, Braunschweig, 1984.
- /28/ Schneider, U.; Haksever, A.: Bestimmung der äquivalenten Branddauer bei natürlichen Bränden. DBZ, Heft 8, S. 1221/30, 1984.
- /29/ Kordina, K.; Haksever, A.; Schneider, U.: Brandschutz-technische Beurteilung von Gesamtkonstruktionen in Stahlbetonbauweise. Bundesbaublatt, Heft 7, S. 469/78, 1984.
- /30/ Diederichs, U.: Beton für den "Hochtemperatur-Reaktor 500" bei hohen Temperaturen. Forschungsarbeiten 1978-1983, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 65, S. 250-251, Braunschweig, 1984.
- /31/ Diederichs, U.: Verbundverhalten bei hohen Temperaturen. Forschungsarbeiten 1978-1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 65, S. 252-255, Braunschweig, 1984.
- /32/ Ehm, C.; Schneider, U.; Kordina, K.: Fracture of Concrete under Biaxial High Temperature Tests. Advances in Fracture Research '84, Proceedings of the 6th. International Conference on Fracture, New Dehli, 1984.

- /33/ Ehm, C.; Schneider, U.; Kordina, K.: The Behaviour of Concrete under Biaxial Conditions and High Temperatures. RILEM-CEB-CNRS International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions, Toulouse, 1984.
- /34/ Diederichs, U.: Physikalische Eigenschaften von Stahl und Beton im Bereich von 20°C bis zum Schmelzen. Forschungsarbeiten 1978-1983, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 65, S. 240-242, Braunschweig, 1984.
- /35/ Hinrichsmeyer, K.; Jumppanen, U.-M.; Diederichs, U.: Effects of High Temperature on the Microstructure of F-Cement Concrete. Proceedings of the XIV. Conference on Silicate Industry and Silicate Science. Budapest, 6.-10. May 1985.
- /36/ Diederichs, U.; Jumppanen, U.-M.; Hinrichsmeyer, K.: Behaviour of F-Concrete at High Temperature. Proceedings of the XIV. Conference on Silicate Industry and Silicate Science, Budapest, 6.-10. May 1985.
- /37/ Ehm, C.; Diederichs, U.; Schneider, U.: The Effect of Hydrothermal Conditions on the Microstructure and Corrosion Properties of Concrete. Res Mechanica 13, S. 211-225, 1985.
- /38/ Ehm, C.; Schneider, U.: Verhalten von Beton unter Einwirkung flüssiger Metalle. Forschungsarbeiten 1978-1983, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 65, Braunschweig, 1984.
- /39/ Ehm, C.: Biaxial Testing of Concrete. Symposium on Fire Technology and Concrete Technology, Technical Research Centre of Finland, Espoo, Nov. 1984.

- /40/ Wydra, W.; Diederichs, U.; Schneider, U.: Deformation Behaviour and Creep Effects during a Heating-Cooling-Cycle. Proceedings of the 8th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Brussels (Belg.), 19.-23. Aug. 1985, Volume H, Paper H 5/6, 1985.
- /41/ Weber, A.; Becker, G.; Diederichs, U.: Effects of Long-Term Thermal Exposure on the Behaviour of HTR-Concrete, Proceedings of the 8th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Brussels (Belg.), 19.-23. Aug. 1985, Volume H, Paper H 5/3, 1985.
- /42/ Schneider, U.; Herbst, H.-J.; Diederichs, U.: Permeability and Porosity of Concrete at Elevated Temperature. Proceedings of the 8th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Brussels (Belg.), 19.-23. Aug. 1985, Paper H 5/5, 1985.
- /43/ Hinrichsmeyer, K.; Paulmann, K.; Matzeit, R.-A.; Steinert, J.; Diederichs, U.: Einsatz der Quecksilberporosimetrie zur Analyse von Rißstrukturen in Beton. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, Heft 24/25, 1984/85, Bad Harzburg 1985.
- /44/ Ehm, C.; Schneider, U.: The High Temperature Behaviour of Concrete under Biaxial Conditions. Cement and Concrete Research, Vol. 15, No. 1, Jan. 1985.
- /45/ Kordina, K.; Ehm, C.; Schneider, U.: Effects of Biaxial Loading on the High Temperature Behaviour of Concrete. First International Symposium on Fire Safety Science, Gaithersburg (USA), Oct. 1985.

- /46/ Ehm, C.; Schneider, U.: Biaxial Testing of Reactor Concrete. Proceedings of the 8th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Volume H, Paper H 7/9, Brussels (Belg.), Aug. 1985.
- /47/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Alteration of the Microstructure of PCRV-Concrete due to Thermal Exposure. Conference on Microstructure of Cement and Concrete. University of Leeds, 24.-25. September 1985.
- /48/ Weber, A.; Becker, G.; Schneider, U.: Creep Strength of Sealed Concrete at Elevated Temperatures. Transactions, 8th SMIRT Conf., Vol. H, S. 228/34, Brussels (Belg.), 1985.
- /49/ Schneider, U.; Hosser, D.: Reliability-Based Design of Structural Members for NPP. First Int. Symp. on Fire Science, Washington, 1985.
- /50/ Jumppanen, U.-M.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Material Properties of F-Concrete at High Temperatures. VTT Research Reports 452, Espoo (Finland), 1986.
- /51/ Kordina, K.; Wydra, W.; Ehm, C.: Analysis of the Developing Damage due to Heating and Cooling. Proceedings of the "Symposium on Evaluation of Fire Damage of Concrete and Repair of Damage". American Concrete Institute, aci SP 92, 1986.
- /52/ Kordina, K.; Haksever, A.; Ehm, C.: Theoretical and experimental analysis of fire behaviour of concrete slabs. Meeting of Fire Research and Test Centres, Avila, 7.-9. Oktober 1986, Communication: Madrid, MAPFKL, 1986.

- /53/ Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Dissertation, TU Braunschweig, 1986.
Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 71, Braunschweig, 1986.
- /54/ Becker, G.; Weber, A.; Diederichs, U.; Ehm, C.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von HTR-Beton unter biaxialer Beanspruchung bei hohen Temperaturen. Tagungsbericht der Jahrestagung Kerntechnik '86, Aachen 8.-10. April 1986.
- /55/ Ehm, C.; Diederichs, U.: Effect of Fly Ash on Strength, Porosity and Corrosion Properties of Concrete at Elevated Temperatures. Proceedings of the Second International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Madrid, Spain, 21.-25. April, 1986.
- /56/ Rostásy, F.S.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.: Structural Alterations in Concrete due to Thermal and Mechanical Stresses. First International Congress "From Materials Science to Materials Engineering", RILEM, Paris, 7.-11. September 1987.
- /57/ Diederichs, U.; Ehm, C.; Weber, A.; Becker, G.: Deformation Behaviour of HTR-Concrete under Biaxial Stresses and Elevated Temperatures. Proceedings of the 9th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Lausanne (Switzerland). 17.-21. August 1987, Volume H, Paper H 2/3.
- /58/ Diederichs, U.; Becker, G.; Weber, A.: High-temperature Creep behaviour of HTR-Concrete. Proceedings of the 9th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Lausanne (Switzerland). 17.-21. August 1987, Volume H, Paper H 2/5, 1987.

- /59/ Weber, A.; Wydra, W.; Diederichs, U.: A Contribution to the Analytical Description of Concrete Deformation under Transient Temperatures. Proceedings of the 9th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Lausanne (Switzerland). 17.-21. August 1987, Volume H, Paper H 2/6, 1987.
- /60/ Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.

B 4

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B 4

Festigkeits- und Verformungsverhalten
von Bau-, Beton- und Spannstählen
bei hoher Temperatur

beteiligte Wissenschaftler:

o. Prof. Dr.-Ing. J. Ruge
Dipl.-Ing. R. Linnemann

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1984 - 1986
Bezug: Förderungsantrag 1983, S. 121

Inhaltsverzeichnis

| | Seite |
|---|----------|
| 1. Allgemeines | B 4 - 3 |
| 2. Versuchsmethoden und Versuchseinrichtungen | B 4 - 4 |
| 3. Untersuchte Werkstoffe | B 4 - 9 |
| 4. Temperaturabhängigkeit der physikalischen Werkstoffkennwerte Elastizitätsmodul und Wärmeausdehnungskoeffizient | B 4 - 10 |
| 5. Instationäre Warmkriechversuche mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit, Haltezeit und natürlicher Abkühlung | B 4 - 11 |
| 6. Das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Stahl St 37 unter Zug- oder Druckbeanspruchung bei erhöhter Temperatur | B 4 - 12 |
| 7. Instationäre Warmkriechversuche an Stahlträgern aus St 37 mit kombinierter Zug/Druck- und Biegebelastung | B 4 - 15 |
| 8. Relaxationsversuche an kaltverfestigten und vergüteten Spannstählen bei erhöhter Temperatur | B 4 - 19 |
| 9. Versagenskriterien zur Festlegung einer kritischen Temperatur | B 4 - 21 |
| 10. Aus instationären Warmkriechversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungskurven als Materialgesetze | B 4 - 22 |
| 11. Die Restfestigkeit von Stahl nach einer Brandbeanspruchung | B 4 - 25 |
| 12. Literaturverzeichnis | B 4 - 27 |

1. Allgemeines

Während der Förderungsdauer des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen wurde von Teilprojekt B 4 das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen untersucht, um den anderen Teilprojekten des SFB 148 benötigte Kennwerte für das Materialverhalten des Baustoffs Stahl zur Verfügung zu stellen.

Zur Charakterisierung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Stahl wurden vom Teilprojekt B 4 in enger Zusammenarbeit mit den anderen Teilprojekten des Sonderforschungsbereichs 148 verschiedene Versuchsmethoden zur Ermittlung von Kennwertverläufen und zur Festlegung kritischer Kennwerte für die Angabe von Feuerwiderstandsdauern untersucht. Von den verschiedenen Versuchsmethoden wie Warmzugversuch, Warmkriechversuch oder Relaxationsversuch mit konstanter oder instationärer Temperatur ist der Warmkriechversuch mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit am besten zur Untersuchung des Verformungsverhaltens von Stahl bei einer Brandbeanspruchung geeignet.

Demzufolge wurden an den wichtigsten im Bauwesen eingesetzten Stählen Warmkriechversuche mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit durchgeführt und Einflußparameter auf das Verhalten bei erhöhter Temperatur untersucht. Bei Spannstählen wurde zusätzlich das Relaxationsverhalten im Relaxationsversuch bei unterschiedlichen konstanten Temperaturen ermittelt. Die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls und das Wärmeausdehnungsverhalten wurde ebenfalls in geeigneten Versuchen bestimmt.

Als maßgebend für das Verformungs- und Festigkeitsverhalten der Stähle erwies sich die Werkstoffbehandlung, insbesondere Maßnahmen zur Festigkeitssteigerung durch Legierungszusätze, Wärmebehandlung oder Kaltverformung, der Bauteilquerschnitt sowie die Belastungs- und Temperaturgeschichte vor oder während der Brandeinwirkung.

Zur Erklärung des unterschiedlichen Verformungsverhaltens der verschiedenen Stähle wurden die in einem Stahl ablaufenden

Vorgänge wie Verfestigung, Erholung und Rekristallisation untersucht. Die Ergebnisse sind in einem früheren Arbeitsbericht dargestellt /1/. Die Mikrostruktur eines Stahls, die von der chemischen Zusammensetzung und der Herstellung abhängt, bestimmt im wesentlichen, welche Vorgänge ablaufen, und legt damit das Verformungsverhalten dieses Stahls fest. Deutlich wird dies an dem unterschiedlichen Verhalten zwischen kaltverfestigten und naturharten Stählen. Die für Sanierungsmaßnahmen wichtige Kenntnis des Festigkeitsverhaltens von Bau-, Beton- und Spannstählen nach einer Brandbeanspruchung wurde in Restfestigkeitsuntersuchungen geklärt.

2. Versuchsmethoden und Versuchseinrichtungen

Es stehen für die Untersuchung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Stählen bei erhöhter Temperatur unterschiedliche Versuchsmethoden zur Verfügung.

Im Brandversuch können ganze Bauteile oder bauteilähnliche Proben geprüft werden. Die Prüfung ganzer Bauteile ist jedoch sehr aufwendig und für grundlegende Versuche nicht sinnvoll. Es wurde dennoch angestrebt soweit wie möglich bauteilähnliche Proben zu verwenden, um Einflüsse aus dem Bauteilquerschnitt mit zu erfassen. Bei Beton- und Spannstählen wurde z.B. auf das Ausarbeiten von Normzugproben verzichtet, um durch ein Abarbeiten nicht Werkstoffbereiche mit anderen Eigenschaften zu entfernen. Das Verhalten der Baustähle wurde an Normzugproben, aber auch in einzelnen Versuchen an bauteilähnlichen Proben (I-Träger) untersucht.

Eine Untersuchung der Verformungs- und Festigkeitseigenschaften von Stählen kann in Zugversuchen, Kriechversuchen und Relaxationsversuchen erfolgen. Diese Versuchsarten lassen sich je nach Temperaturführung unterteilen in stationäre und instationäre Versuche. Zugversuche werden bei stationärer Temperatur ($T = \text{const.}$) durchgeführt, wobei jedoch unter-

schieden werden kann zwischen kraftgesteuerten ($\dot{\sigma} = \text{const.}$) und dehnungsgesteuerten Versuchen ($\dot{\epsilon} = \text{const.}$). Bei Kriechversuchen wird die Belastung konstant gehalten und die sich ändernde Dehnung gemessen, während beim Relaxationsversuch die Dehnung konstant gehalten und die Spannungsänderung ermittelt wird. Diese Versuche können sowohl bei konstanter Temperatur als auch bei steigender Temperatur mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit gefahren werden. Neben der Zugbeanspruchung ist auch eine Druckbeanspruchung möglich.

Für die Beurteilung des Verformungsverhaltens von Stählen im Brandfall erwies sich der Warmzugversuch als nicht geeignet, da die bei erhöhter Temperatur ablaufenden zeitabhängigen Vorgänge der Erholung, Rekristallisation und des Kriechens nicht erfaßt werden.

Der instationäre Warmkriechversuch ist zur Kennzeichnung des Stahlverhaltens besser geeignet, da dieser Versuch am ehesten den Beanspruchungen des Stahls in einem Normbrand entspricht. In Bild 1 ist der Versuchsaufbau zur Durchführung eines instationären Warmkriechversuchs schematisch dargestellt. Während des Versuchs werden die eingestellte Belastung in einer Prüfmaschine mit Kraftregelung konstant gehalten und die Probe mit einer vorgegebenen Aufheizgeschwindigkeit geregelt in einem Ofen aufgeheizt. Die sich infolge der Temperaturerhöhung und Belastung einstellende Verlängerung wird mittels zweier Meßschneiden an der Probe abgenommen und mit einem Meßgestänge aus dem Ofen geführt, so daß die Verlängerung mit zwei induktiven Wegaufnehmern gemessen und auf einem Schreiber über der Zeit oder der Temperatur aufgezeichnet werden kann. Das gemessene Verlängerungssignal enthält die sich infolge der Temperaturerhöhung ergebende Wärmeausdehnung, die zusätzliche Verlängerung aus der Erniedrigung des E-Moduls, die Verlängerung infolge des Kriechens und die Verlängerung durch Fließen nach Überschreiten der Warmstreckgrenze sowie den Temperaturgang des Meßgestänges. Durch einen Versuch ohne Belastung läßt sich die Wärmeausdehnung und der Temperaturgang des Meßgestänges als Korrekturkurve aufnehmen. Die Temperaturabhängigkeit des E-Moduls läßt sich in anderen

Versuchen bestimmen, so daß die Dehnung infolge des Erreichens der Warmstreckgrenze und des Kriechens durch eine Korrektur der anderen Dehnungsanteile aus der gemessenen Gesamtdehnung ermittelt und über der Zeit oder der Temperatur dargestellt werden kann. Die plastische Dehnung, bestehend aus einem Kriechanteil und dem Anteil durch Fließen nach Überschreiten der Warmstreckgrenze, läßt sich nicht ohne weiteres trennen, so daß diese beiden Dehnungsanteile zusammen als plastische Dehnung bezeichnet werden.

Im Relaxationsversuch wird eine Probe einer Belastung ausgesetzt, die einem bestimmten Dehnbetrag entspricht, der dann konstant gehalten wird. Die sich ergebende Spannungsänderung wird gemessen und über der Zeit aufgezeichnet. Ebenso wie beim Kriechversuch ist eine stationäre oder instationäre Temperaturführung möglich. Bei einem instationären Relaxationsversuch ändert sich infolge der steigenden Temperatur die Wärmeausdehnung und der E-Modul. Dies führt zu zusätzlichen Dehnungen, die bei konstant gehaltener Gesamtdehnung zu einer Entlastung und damit zu einem Abfall der Spannung führen. Bei einer Druckbeanspruchung führt die Wärmedehnung zu einer zusätzlichen Belastung und einem Spannungsanstieg. Da die Wärmeausdehnung und die Temperaturabhängigkeit des E-Moduls gesondert bestimmt werden können, läßt sich die konstant zu haltende Dehnung um diese beiden Dehnungsbeträge korrigieren, so daß die zwischen den Meßschneiden gemessene Gesamtdehnung mit steigender Temperatur entsprechend der Wärmedehnung und der Veränderung des E-Moduls nachgestellt wird. Damit wird der sich aus Kriech- und Fließanteilen zusammensetzende Dehnungsbetrag konstant gehalten. In Gegensatz zum instationären Warmkriechversuch, bei dem der Dehnungsanteil aus der E-Moduländerung mit steigender Temperatur nur gering bleibt, wirkt sich die Temperaturabhängigkeit des E-Moduls beim instationären Relaxationsversuch wesentlich stärker aus. In Vorversuchen stellte sich heraus, daß die Durchführung von instationären Relaxationsversuchen nur mit sehr großem versuchstechnischen Aufwand möglich ist und wegen des insbeson-

dere bei höheren Temperaturen mit größeren Streuungen behafteten E-Moduls zu nicht reproduzierbaren Ergebnissen führen kann. Bei stationären Relaxationsversuchen ergeben sich diese Probleme nicht. Im Gegensatz zum üblicherweise ermittelten Relaxationsverhalten über einen längeren Zeitraum hinweg wurde hier das Kurzzeitrelaxationsverhalten über einen Zeitraum von 2 bis 3 Stunden untersucht. Durchgeführt wurden die Relaxationsversuche in der gleichen Versuchseinrichtung wie die Warmkriechversuche, da bei Relaxationsversuchen nur auf Dehnungsregelung umgeschaltet zu werden braucht.

Als physikalische Werkstoffeigenschaft, die für die Ermittlung des Brandverhaltens von Bauteilen bekannt sein muß, wurde das Wärmeausdehnungsverhalten der verschiedenen Bau-, Beton- und Spannstähle in der in Bild 2 dargestellten Versuchseinrichtung untersucht. Die Wärmeausdehnung wird an einem 100 mm langen Stab aus dem zu untersuchenden Werkstoff mittels eines genauen induktiven Wegaufnehmers gemessen und über der Temperatur aufgezeichnet. Die relativ große Meßlänge von 100 mm liefert ein höheres Signal als eine kürzere Probe. Fehlmessungen durch sich bildende Oxidschichten lassen sich durch ein Spülen der Probenkammer mit Argon vermeiden.

Kennwerte zur Beschreibung des Verformungs- und Festigkeitsverhaltens werden in erster Linie an Zugproben ermittelt. In Bauteilen wie Balken oder Stützen wird der Stahl aber auch einer Druckbeanspruchung unterworfen. Bisher wurde immer vorausgesetzt, daß sich der Stahl bei Druckbeanspruchung genauso wie bei Zugbeanspruchung verhält und kein Unterschied zwischen der Streckgrenze bei Zug- und Druckbeanspruchung besteht. Um zu überprüfen, ob bei Zugbeanspruchung ermittelte Spannungs-Dehnungskennlinien auf druckbeanspruchte Bauteile übertragbar sind, wurden vergleichende Warmzug- und Warmkriechversuche mit Zug- und Druckbeanspruchung an einem Stahl St 37 durchgeführt. Es wurde eine Probenform gewählt, bei der Zug- und Druckversuche in einer Prüfmaschine mit der gleichen Probenform durchgeführt werden konnten.

Um die in vielen Bauteilen auftretende kombinierte Belastung aus Zug, Druck und Biegung untersuchen zu können, wurde eine Versuchseinrichtung entwickelt, die eine gleichzeitige Belastung eines Normprofils als bauteilähnliche Probe mit Zug- bzw. Druck- und Biegekräften erlaubt und die freie Zugänglichkeit der Probe zu Meßzwecken gewährleistet /2/.

Der Gesamtaufbau der Versuchseinrichtung mit den zugehörigen Regel- und Meßeinrichtungen ist in Bild 3 dargestellt. Die erforderlichen Zug- und Druckkräfte werden durch den Einbau der Versuchseinrichtung in einen 2 MN-Prüfmaschinenrahmen aufgebracht. Ein Biegemoment wird über zwei Hebelarme durch einen Hydraulikzylinder erzeugt. Der Hydraulikzylinder des Prüfmaschinenrahmens und der Hydraulikzylinder zur Aufbringung des Biegemoments werden unabhängig voneinander über Servoventile betätigt, so daß sich beliebige Sollwerte vorgeben lassen und somit unterschiedliche Belastungskombinationen erzeugt werden können.

Für die Versuchsauswertung wurden aufbauend auf konventionelle Dehnungs- und Wegaufnehmer wassergekühlte Aufnehmer entwickelt, die an die Normprofilproben angeklemt werden können und eine kontinuierliche Dehnungs- und Durchbiegungsmessung bis zu einer Temperatur von 700 °C erlauben.

Die freie Zugänglichkeit der Proben wird durch eine Widerstandserwärmung der Proben erreicht. Dabei werden die Proben nicht wie üblich in einem Ofen oder einem Brennraum aufgeheizt, sondern es wird durch die Probe ein Strom geleitet, der zu einer Widerstandserwärmung führt. Zuführt wird der Strom von der Sekundärseite eines Transformators durch wassergekühlte Zuleitungen aus Kupfer. Die Temperatur wird durch einen PID-Regler primärseitig über einen Thyristorsteller geregelt.

Um Temperaturen bis 700 °C zu erreichen, sind in Abhängigkeit des zu erwärmenden Probenquerschnittes und des Oberflächenverhältnisses erhebliche Anschlußleistungen nötig. Für eine Normprofilprobe IPBl 100 mit einem Querschnitt von 21200 mm² wird eine Heizleistung von ungefähr 60 kVA verbraucht.

Neben der freien Probenzugänglichkeit ergibt sich durch die konduktive Probenerwärmung eine hervorragende Reproduzierbarkeit und Konstanz der vorgegebenen Aufheizgeschwindigkeiten. Nach einer Optimierung der Stromzuführung konnte über einen 600 mm langen Probenbereich ein gleichmäßiges Temperaturprofil eingehalten werden (Bild 4).

3. Untersuchte Werkstoffe

Es wurden die wichtigsten im Bauwesen eingesetzten Stahlwerkstoffe untersucht. In Tabelle 1 sind die vom Teilprojekt B 4 geprüften Stähle aufgeführt.

| Baustahl | Betonstahl | Spannstahl | Spannstahllitze |
|---|--|--|----------------------|
| St 37 Plattenmaterial u. Profilstahl | BSt 420/500 RK, RU, RUS "Tempcore" | St 1375/1570 kaltgezogen | St 1570/1770 1/2" |
| St 52 | BSt 500/550 RUS | St 1420/1570 kaltgezogen, vergütet | St 1570/1770 3/4" |
| StE 47 | | St 1570/1770 kaltgezogen, vergütet | |
| StE 70 | | | |

Tabelle 1: Untersuchte Stahlwerkstoffe

Im Bereich der Baustähle wurden die häufig eingesetzten Stähle St 37 und St 52, aber auch die härtesten Feinkornbaustähle StE 47 und StE 70 geprüft. Neben Proben aus Plattenmaterial wurden auch aus Formstahl ausgearbeitete Proben verwendet, um den Einfluß von Seigerungszone zu erkennen. Bei den in Tabelle 1 aufgeführten Betonstählen wurden weiterhin die Kurzzeichen R, U, K und S nach DIN 488 Teil 1, Ausgabe 4.72 zur Kennzeichnung der Herstellungsart und der

Schweißbeignung verwendet, um eine Unterscheidung zwischen kaltgezogenen und naturharten bzw. vergüteten Betonstählen zu ermöglichen. Aus der Bezeichnung nach DIN 488, Ausgabe 9.84 geht die Herstellungsart nicht mehr hervor, da nur noch schweißbare Betonstähle zugelassen sind. Nach dem "Tempcore-Verfahren" hergestellte Betonstähle wurden ebenfalls untersucht.

Die Prüfung von Spannstählen umfaßte die Festigkeitsklassen St 1375/1570 bis St 1570/1770. Es wurde dabei zwischen kaltgezogenen und vergüteten Spannstählen unterschieden. Zusätzlich zum Stabstahl wurde auch Spannstahlritze untersucht.

4. Temperaturabhängigkeit der physikalischen Werkstoffkennwerte Elastizitätsmodul und Wärmeausdehnungskoeffizient

Als physikalische Werkstoffkennwerte werden für die Berechnung des Brandverhaltens von Bauteilen die temperaturabhängigen Werte des Elastizitätsmoduls und des Wärmeausdehnungskoeffizienten benötigt. Die temperaturabhängigen Werte des Elastizitätsmoduls und die Wärmeausdehnungskoeffizienten der einzelnen Stähle unterscheiden sich nicht wesentlich, so daß nur zwischen der Gruppe der Bau- und Betonstähle und der Gruppe der Spannstähle unterschieden wird. Der lineare Wärmeausdehnungskoeffizient läßt sich mit

$$\alpha_{20} = \frac{\Delta l}{l_0} \frac{1}{(T-20)}$$

aus der gemessenen Wärmeausdehnung bestimmen.

In Bild 5 ist die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls als auf den Elastizitätsmodul bei Raumtemperatur bezogene Größe dargestellt. Beim Spannstahl ist die Abnahme des Elastizitätsmoduls stärker als beim Bau- und Betonstahl. Der Elastizitätsmodul wurde jeweils in Warmzugversuchen aus der Steigung der Spannungs-Dehnungskurven bestimmt und erreicht daher etwas niedrigere Werte als der vielfach dynamisch ge-

messene Elastizitätsmodul.

Bild 6 zeigt die Wärmeausdehnung für Bau- und Betonstahl. Der eingezeichnete Kurvenverlauf wurde aus mehreren Einzelkurven als mittlere Kurve entwickelt. Die in Bild 7 aufgeführten Wärmeausdehnungskurven für Spannstahl nehmen teilweise einen etwas flacheren Verlauf, haben dafür aber keinen so breiten Bereich der Umwandlung. Bis zu Temperaturen von 700 °C ist die Wärmeausdehnung der einzelnen Stähle nicht sehr unterschiedlich. Der Beginn der Gefügeumwandlung und der Bereich, in dem die Umwandlung erfolgt, differiert jedoch von Stahl zu Stahl, da dieser Vorgang sehr von der Zusammensetzung des Stahls abhängt.

5. Instationäre Warmkriechversuche mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit, Haltezeit und natürlicher Abkühlung

Für die Untersuchung des Verformungsverhaltens eines Betonstahls BSt 420/500 RUS ($R_{p0,2} = 500 \text{ N/mm}^2$, $R_m = 610 \text{ N/mm}^2$) bei einem Temperaturverlauf mit einer Aufheizphase, einer Haltephase bei konstanter Temperatur und einer natürlichen Abkühlung wurden Warmkriechversuche mit einer Belastung von 0,2; 0,4 und 0,6 mal der Zugfestigkeit R_m durchgeführt.

Wie in Bild 8 und 9 dargestellt, wurden die Proben zunächst mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 2 K/min bis zu einer Temperatur von 200, 350 und 500 °C erwärmt. Danach wurde über einen Zeitraum von 4,5 h die Temperatur konstant gehalten und anschließend im Ofen abgekühlt. Die sich ergebende plastische Dehnung wurde dabei kontinuierlich aufgezeichnet. Zur Überprüfung der Reproduzierbarkeit wurden die Versuche in zwei verschiedenen Versuchseinrichtungen gefahren. Unterschiede ergaben sich dabei nur in der Abkühlphase, da die Abkühlung in zwei unterschiedlichen Öfen erfolgte. Der Verlauf der plastischen Dehnung ist in Bild 10 bis 12 während der Aufheizphase, Haltezeit und Abkühlphase aufgetragen. Bei einer hohen Belastung von 0,6 mal der Zugfestigkeit R_m setzt ab 150 °C bereits eine plastische Verformung ein, die während

der Haltezeit weiter ansteigt und während der Abkühlphase konstant bleibt (Bild 12). Bei geringerer Beanspruchung von $0,2 \cdot R_m$ setzt die plastische Verformung erst ab 300°C ein. Die Dehngeschwindigkeit nimmt während der Aufheizphase kontinuierlich zu. In der Haltephase bei konstanter Temperatur verringert sie sich wieder und geht in der Abkühlungsphase auf null zurück. Während der Haltezeit erreicht die Dehngeschwindigkeit einen nahezu stationären Zustand. Zu Anfang der Abkühlphase ist bei den Versuchen mit hoher Temperatur (Bild 11) oder hoher Belastung (Bild 12) noch ein geringer Dehnungszuwachs zu verzeichnen, da die Belastung auch während der Abkühlphase noch anliegt.

Die Dehngeschwindigkeit erreicht während der Haltezeit bei 200°C und einer Belastung von $0,6 \cdot R_m$ nahezu einen stationären Wert von $\dot{\epsilon} = 9,5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/s}$. Für eine Belastung von $0,4 \cdot R_m$ ergibt sich ein Wert von $0,35 \cdot 10^{-6} \text{ 1/s}$. Bei der niedrigeren Belastung $0,2 \cdot R_m$, aber höheren Temperatur von 500°C wird ein größerer Wert von $1,6 \cdot 10^{-6} \text{ 1/s}$ ermittelt, da die erreichte Dehngeschwindigkeit von einer Kombination der Temperatur und Belastung abhängt.

Die bei diesen Versuchen ermittelten Dehngeschwindigkeiten liegen noch weit unterhalb der kritischen Dehngeschwindigkeiten $1 \cdot 10^{-4} \text{ 1/s}$, die für das Erreichen einer kritischen Stahltemperatur definiert wurde. Die durchgeführten Versuche zeigen jedoch auch, daß die Angabe einer kritischen Dehngeschwindigkeit unter Umständen nicht ausreichend sein kann, da bei langen Haltezeiten ein Dehnungszuwachs mit geringer Dehngeschwindigkeit bis zu unzulässigen Verformungen möglich ist.

6. Das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Stahl St 37 unter Zug- oder Druckbeanspruchung bei erhöhter Temperatur

Die mechanischen Werkstoffkennwerte für die Kennzeichnung von Baustählen werden meist für eine Zugbeanspruchung angegeben. Festigkeitswerte für eine Druckbeanspruchung werden nur in seltenen Fällen ermittelt. Im Bauwesen werden jedoch viele

Bauteile aus Stahl einer Druckbeanspruchung unterworfen. Die Auslegung solcher Bauteile erfolgt dabei mit den im Zugversuch ermittelten Festigkeitskennwerten.

Zur Klärung der Frage, ob ein wesentlicher Unterschied zwischen dem im Zug- oder Druckversuch ermittelten Verformungsverhalten besteht, wurden Zug- und Druckversuche bei konstanter Temperatur sowie instationäre Warmkriechversuche mit Zug- und Druckbeanspruchung durchgeführt.

Als Versuchswerkstoff diente ein Stahl St 37, der als Walztafel in normalisiertem Zustand angeliefert wurde. Proben wurden in Walzrichtung und ohne weitere Wärmebehandlung entnommen. Um einen Einfluß unterschiedlicher Probenform auszuschließen, wurde die in Bild 13 dargestellte Probenform gewählt, mit der sich auch im Druckversuch eine Dehnung von 3% erreichen läßt, ohne daß die Probe ausknickt. Die Versuche wurden in einer mikroprozessorgesteuerten servohydraulischen Prüfmaschine durchgeführt. In den Zug- und Druckversuchen bei Raumtemperatur wurde die Dehnung mittels eines Feindehnungsaufnehmers in der Meßstrecke gemessen. Während der Versuche bei erhöhter Temperatur wurde die Verlängerung bzw. Verkürzung der Proben an den Probenschultern außerhalb des Ofens gemessen und mit dem gemessenen Temperaturprofil durch eine Korrekturrechnung auf eine aktuelle Meßlänge umgerechnet.

Die im Zug- bzw. Druckversuch bei Raumtemperatur gemessenen Spannungs-Dehnungskurven sind in Bild 14 dargestellt. Der untersuchte Stahl weist eine ausgeprägte Streckgrenze auf und zeigt ein Fließplateau. Im Zugversuch wird eine obere Streckgrenze von 313 N/mm^2 erreicht. Im Druckversuch liegt die natürliche Quetschgrenze σ_{dF} mit 354 N/mm^2 um rund 40 N/mm^2 über der oberen Streckgrenze. Der weitere Verlauf der Spannungs-Dehnungskurve aus dem Zug- und Druckversuch unterscheidet sich in der Form nicht wesentlich. Die Kurve aus dem Druckversuch liegt um rund 20 N/mm^2 über der Zugversuchskurve. Dieser Unterschied kann nicht auf den beim Druckversuch zunehmenden Probenquerschnitt zurückgeführt werden. Versuche an Proben nach einem Normalisierungsglühen bei $835 \text{ }^\circ\text{C}$ und langsamer Abkühlung im Ofen erbrachten wieder eine ausge-

prägte Streckgrenze und ein Fließplateau (Bild 15). Im Gegensatz zum Lieferzustand ergab sich jetzt eine ausgeprägte untere Streckgrenze, und der Unterschied zwischen Zug und Druck ist nach Überschreiten der Streckgrenze kleiner. Die gemessene obere Streckgrenze wurde durch das Normalisierungsglühn nicht verändert.

In Bild 16 bis 18 sind die Spannungs-Dehnungskurven von Zug- bzw. Druckversuchen bei Temperaturen von 300, 500 und 700 °C dargestellt. Bei 300 °C tritt noch eine ausgeprägte Streckgrenze auf (Bild 16). Mit 216 N/mm^2 liegt die Quetschgrenze um 10 N/mm^2 über der oberen Streckgrenze, die einen Wert von 206 N/mm^2 erreicht. Bei einem Dehnungsbetrag von 1,5 % beträgt der Unterschied zwischen Druck- und Zugbelastung 26 N/mm^2 . Wird die Vergrößerung des Probenquerschnitts bei Druckbelastung und die Verkleinerung bei Zugbeanspruchung berücksichtigt, verbleibt immer noch eine Differenz von 17 N/mm^2 , die auf die unterschiedliche Belastung zurückzuführen ist. In Bild 17 ist die Spannungs-Dehnungskurve bei einer Temperatur von 500 °C dargestellt. Eine ausgeprägte Streckgrenze ist nicht mehr vorhanden. Auch bei dieser hohen Temperatur verfestigt der Werkstoff noch leicht mit steigender Verformung. Die Unterschiede zwischen Zug- und Druckbeanspruchung sind bei dieser Temperatur wesentlich kleiner und dürften in erster Linie auf die unterschiedliche Querschnittsentwicklung bei Zug und Druck zurückzuführen sein. Bei einer Temperatur von 700 °C ist keine Verfestigung mehr möglich und die Spannungs-Dehnungskurven für Zug- und Druckbeanspruchung fallen zusammen (Bild 18). Der geringfügige Unterschied ab einer Dehnung von 1,5 % ist eine Folge des zunehmenden Probenquerschnitts beim Druckversuch.

Die Ergebnisse der instationären Warmkriechversuche sind in Bild 19 dargestellt. Bis zu Temperaturen von 270 °C setzt noch keine plastische Verformung ein. Oberhalb dieser Temperatur ist zunächst für Proben mit einer Belastung über 0,45 mal der Streckgrenze ein schneller Dehnungszuwachs zu verzeichnen, der jedoch durch zunehmende Verfestigung geringer

wird. Ab einer Temperatur von 450 °C nimmt die Dehnung wieder in größerem Maße zu, weil bei den aufgebrachten Belastungen die Warmstreckgrenze überschritten wird. Wie bei den anderen Versuchen ist wiederum ein Unterschied zwischen Zug- und Druckbeanspruchung festzustellen. Bei Zugbelastung ergeben sich für eine bestimmte Temperatur größere Dehnungsbeträge als für eine Druckbelastung. Dies Verhalten korrespondiert zu den Zug- und Druckversuchen, wo bei Druckbeanspruchung eine höhere Festigkeit festgestellt wurde.

Weitergehende Untersuchungen zur Klärung des unterschiedlichen Verhaltens konnten aus zeitlichen Gründen nicht durchgeführt werden.

7. Instationäre Warmkriechversuche an Stahlträgern aus St 37 mit kombinierter Zug/Druck- und Biegebelastung

Entsprechend den Verhältnissen, die im Brandfall an einem Stahlbalken vorliegen können, wurden instationäre Warmkriechversuche mit einer kombinierten Zug/Druck- und Biegebeanspruchung durchgeführt. Es wurden Normprofile IPB1 100 und IPE 100 als bauteilähnliche Proben eingesetzt. Die Belastung wurde vor der Erwärmung aufgebracht und während des Versuchs konstant gehalten. Nach Aufbringen der Belastung wurden die Dehnungsaufnehmer angesetzt und die Proben entsprechend der vorgegebenen Aufheizgeschwindigkeit erwärmt. Gemessen wurde die Gesamtdehnung in Abhängigkeit der Temperatur, wie das Beispiel eines Versuchsmeßschriebs zeigt (Bild 20). Die gemessene Gesamtdehnung setzt sich zusammen aus dem elastischen Dehnungsanteil, der sich infolge des mit steigender Temperatur abnehmenden Elastizitätsmoduls ergibt, dem plastischen Dehnungsanteil aus Kriechvorgängen und Fließen nach Überschreiten der Warmstreckgrenze sowie dem Dehnungsanteil, der sich aus der Wärmedehnung und dem Temperaturgang des Dehnungsaufnehmers ergibt. Der elastische Dehnungsanteil infolge der Belastung ist nicht enthalten, da die Dehnungsaufnehmer erst nach Aufbringen der Belastung aufgesetzt werden. Die im

allgemeinen nicht mehr trennbare plastische Dehnung durch Fließen nach Überschreiten der Warmstreckgrenze und durch Kriechen kann aus den aufgezeichneten Meßwertkurven ermittelt werden, indem von der Gesamtdehnungskurve die in einem Versuch ohne Belastung aufgenommene Temperaturdehnung und der Temperaturgang der Dehnungsaufnehmer sowie der sich aus der Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls ergebende Dehnungsanteil abgezogen werden.

Bild 21 bis 24 zeigt jeweils den Verlauf der plastischen Dehnung getrennt für die innere und äußere Randfaser des I-Trägers für unterschiedliche Belastungskombinationen und Aufheizgeschwindigkeiten. An der Außenfaser tritt bis zu einer Temperatur von 200 °C noch keine plastische Dehnung auf. Danach setzt zunächst eine plastische Verformung ein, die bei höherer Belastung schnell zunimmt, aber wieder aufgefangen wird, bevor bei Temperaturen um 500 °C bei allen Belastungen eine stärkere Verformung einsetzt, die schließlich zum Versagen der Proben führen würde. Die anfänglich größere Dehnungszunahme bei höherer Belastung kann auf ein Überschreiten der Warmstreckgrenze zurückgeführt werden. Die mit der plastischen Verformung verbundene Versetzungsbewegung bewirkt zunächst eine Verfestigung, die erst wieder bei höheren Temperaturen aufgehoben wird.

An der inneren Randfaser wirken die Zugspannungen aus der überlagerten Zugbeanspruchung den Druckspannungen aus der Biegung entgegen, so daß die resultierenden Zugspannungen klein sind und nicht zu einer plastischen Dehnung bei 200 °C führen. Bei einer reinen Biegebeanspruchung und einer Aufheizgeschwindigkeit von 20 K/min entspricht die Dehnung aus der Druckspannung an der inneren Randfaser bei annähernd der Dehnung aus der Zugspannung an der äußeren Randfaser.

Eine niedrigere Aufheizgeschwindigkeit von 4 K/min führt zu etwas anderen Kurvenverläufen. Der erste Anstieg der plastischen Verformung setzt früher ein und der Übergang zum endgültigen plastischen Fließen bei Temperaturen über 500 °C ist steiler. Der Bereich der plastischen Dehnungen, die zum Ver-

sagen führen, wird bei einer Aufheizgeschwindigkeit von 4 K/min bei etwa 30 °C niedrigerer Temperatur erreicht. Eine Nachrechnung des in Bild 20 dargestellten Versuchs ergab eine gute Übereinstimmung zwischen der gemessenen Kurve der plastischen Dehnung und der mit den Programmsystemen des SFB 148 berechneten Kurve (Bild 25). Bei den in Bild 21 bis 24 aufgeführten Versuchen ergaben sich größere Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Werten, da durch eine zwischenzeitliche konstruktive Änderung der Stromzuführung das für die Berechnung zugrunde gelegte Temperaturprofil nicht mehr zutraf.

Zur Untersuchung des Verformungsverhaltens von Baustahl St 37 bei einer Überlagerung von Biege- und Druckbeanspruchung wurden an Normprofilproben IPE 100 instationäre Warmkriechversuche mit unterschiedlichen Kombinationen von Biegung und Druck durchgeführt. Die Aufheizgeschwindigkeit wurde zu 10 K/min gewählt. Die Entwicklung des sich mit steigender Temperatur einstellenden Temperaturprofils in Längsrichtung des Trägers ist in Bild 4 dargestellt. Über eine Länge von 600 mm des 1200 mm langen Trägers ergibt sich bis zu einer Temperatur von 700 °C eine gleichmäßige Temperaturverteilung. In Probenquerrichtung ist bei Temperaturen von 200 bis 600 °C ein geringer Temperaturunterschied zwischen äußerer Randfaser (Zugseite) und innerer Randfaser (Druckseite) festzustellen. Die Temperatur ist auf der Zugseite, als die dem Transformator zugewandte Seite, um maximal 10 °C höher. Dieser Effekt ist auch vom Punktschweißen her als Fensterwirkung bekannt.

Bei den Versuchen an den Normprofilproben IPE 100 wurde anstelle der Dehnung in Probenmitte und zusätzlich in einem Abstand von 300 mm die Durchbiegung mit Wegaufnehmern gemessen und über der Temperatur aufgezeichnet. Während der Versuche wurde die Kraft F_b , die über einen Hebelarm ein Biegemoment M_b in den Träger einleitet, konstant gehalten. Durch die Verformung des Trägers entsteht aus der aufgebrachten Druckkraft und der Durchbiegung als Hebelarm

ein zusätzliches Biegemoment. Um bei der Versuchsführung unabhängig von der Einspannlänge und der davon abhängenden Durchbiegung zu sein, wurde das "Störbiegemoment" durch die automatische Rücknahme des Biegemoments F_{b-1} kompensiert.

In Bild 26 sind die sich für die verschiedenen Belastungskombinationen bei Raumtemperatur über dem Querschnitt ergebenden elastischen Beanspruchungen dargestellt. Die ersten Versuche wurden nur mit einer geringen Druckbelastung durchgeführt, so daß sich eine nahezu gleichmäßige Beanspruchung aus Zug- und Druckspannung ergibt. Bei den anderen Versuchen führt die der Biegung überlagerte Druckbelastung zu einer wesentlich höheren Beanspruchung auf der Druckspannungsseite.

Den bei unterschiedlichen Belastungen gemessenen Verlauf der plastischen Durchbiegung in Probenmitte zeigt Bild 27. In Bild 28 ist die Differenz der plastischen Durchbiegung in Probenmitte und im Abstand von 300 mm oberhalb davon als Differenzdurchbiegung über der Temperatur dargestellt. Die gemessenen Kurvenverläufe zeigen in beiden Fällen ähnliche Verläufe. Eine geringe Verformung beginnt ab einer Temperatur von ungefähr 200 °C, die allerdings erst ab einer Temperatur von 500 °C bei einer Biegebeanspruchung von $0,36 \cdot R_{eH}$ stärker zunimmt. Bei niedrigerer Biegebeanspruchung setzt der starke Verformungszuwachs bei noch höheren Temperaturen ein (Kurve 2 und 3). Eine zusätzliche Druckbelastung, die zu einer unsymmetrischen Beanspruchung führt, bewirkt gegenüber der reinen Biegebeanspruchung ein etwas späteres Einsetzen der Verformung, die zum Versagen führt.

In Bild 27 ist auch die durch

$$\frac{df}{dt} = \frac{l^2}{15 h_x} \quad \text{in mm/h}$$

definierte Durchbiegungsgeschwindigkeit eingetragen, mit l als Auflagerabstand und h_x als Querschnittshöhe. Für den vorliegenden Auflagerabstand von 1580 mm und eine Querschnittshöhe von 100 mm wird die kritische Durchbiegungsgeschwindigkeit in den Versuchen mit zusätzlicher Druckbe-

lastung bei 542 °C und 560 °C erreicht. Diese Temperaturen liegen noch über der kritischen Stahltemperatur von 500 °C. Die an Normprofilproben mit unterschiedlichen Belastungskombinationen durchgeführten Versuche zeigen, daß bei Bauteilen, die zur Biegebeanspruchung eine zusätzliche Druck- oder Zugbeanspruchung erfahren, eine differenzierte Betrachtung notwendig ist. Das Verhalten bei Zug- oder Druckbeanspruchung ist unterschiedlich, womit sich eventuell Abweichungen zwischen der Berechnung des Verformungsverhaltens und dem in Brandversuchen gemessenen Verformungsverhalten erklären lassen. Da bei einer Druckbeanspruchung im allgemeinen höhere Festigkeiten erreicht werden, ermöglichen die bei Zugbeanspruchung ermittelten Spannungs-Dehnungsdiagramme jedoch eine auf der sicheren Seite liegende Berechnung.

8. Relaxationsversuche an kaltverfestigten und vergüteten Spannstählen bei erhöhter Temperatur

Bei Spannstählen, die in vorgespannten Konstruktionen eingesetzt werden, muß damit gerechnet werden, daß die vorhandenen Zwangsspannungen bei erhöhter Temperatur durch Kriechvorgänge abgebaut werden. Zur Untersuchung des Relaxationsverhaltens wurde ein kaltverfestigter Spannstahl und ein vergüteter Spannstahl St 1375/1570 im Relaxationsversuch unter erhöhter Temperatur untersucht. Es sollte dabei nicht das Langzeitrelaxationsverhalten, sondern das Kurzzeitrelaxationsverhalten bei Temperaturen und Zeiten, wie sie im Normbrandversuch auftreten können, ermittelt werden.

Die Vorgehensweise bei den Versuchen ist in Bild 29 schematisch dargestellt. Bei den Versuchen wird die Dehnung direkt zwischen zwei Meßschneiden gemessen und über eine Regeleinrichtung konstant gehalten, so daß die Maschinensteifigkeit keine Rolle spielt. Die Proben werden erst nach Erreichen der Prüftemperatur und einer anschließenden Haltezeit bis zum gewünschten Dehnungswert belastet. Damit braucht die Temperaturdehnung des Werkstoffs und der Temperaturgang des Meße-

stanges nicht berücksichtigt werden.

Es wurde jeweils ein kaltverfestigter und ein vergüteter Spannstahl mit einer 0,2%-Dehngrenze von $R_{p0,2} = 1500 \text{ N/mm}^2$ und einem Durchmesser von 12 mm untersucht. Als konstant zu haltende Dehnbeträge wurden aufgebracht 0,433 %, 0,286 % und 0,138 %. Das entspricht einer elastischen Spannung bei Raumtemperatur von 300, 600 und 900 N/mm^2 . Bei höheren Temperaturen und größeren Dehnwerten ließ sich die zu einem bestimmten Dehnwert zugehörige elastische Spannung nicht aufbringen, da die Last wegen der mechanischen Prüfmaschine nicht schnell genug erhöht werden konnte und die schon einsetzenden Kriechvorgänge verhinderten, daß die angestrebte Spannung erreicht wurde.

Die Relaxationskurven der bei einer Prüftemperatur von 300, 400 und 500°C untersuchten Spannstähle sind in Bild 30 bis 35 dargestellt. Bei einem Dehnbetrag von 0,138 %, entsprechend einer Spannung von $0,2 \cdot R_{p0,2}$ und einer Temperatur von 300°C , ist für den vergüteten Spannstahl noch kein Relaxieren feststellbar. Der kaltgezogene Spannstahl zeigt bei 300°C zu Anfang eine geringe Relaxation (Bild 31). Bei 400°C relaxiert die Spannung des vergüteten Spannstahls nach 120 min auf 173 N/mm^2 , und bei 500°C sind es nur noch ungefähr 30 N/mm^2 . Der Spannungsabfall für den kaltverfestigten Spannstahl ist bei 400°C wesentlich größer. Es wird nach 120 min nur noch eine Spannung von etwas über 100 N/mm^2 gehalten. Bei 500°C ergibt sich kein Unterschied zwischen kaltverfestigtem und vergütetem Spannstahl mehr, da bei dieser hohen Temperatur die unterschiedlichen Mechanismen zur Festigkeitssteigerung nicht mehr ausschlaggebend sind. Eine höhere Beanspruchung entsprechend einem Dehnbetrag von 0,286 % führt auch bei dem vergüteten Spannstahl bei 300°C bereits zu einem leichten Relaxieren (Bild 32). Die Unterschiede zwischen kaltverfestigtem und vergütetem Spannstahl sind wiederum für eine Temperatur von 400°C am größten, da die Kaltverfestigung bei dieser Temperatur durch einsetzende Erholungs- und Rekristallisationsvorgänge wieder aufgehoben wird. Bei 500°C besteht wiederum kein Unterschied in den

Relaxationskurven. Eine hoher Dehnbetrag von 0,433 % entsprechend einer Belastung von 0,6 mal $R_{p0,2}$ führt bei dem kaltgezogenen Spannstahl bei 300 °C zu einem starken Spannungsabfall auf 464 N/mm² (Bild 35), während der vergütete Spannstahl noch eine Spannung von 708 N/mm² hält (Bild 34). Bei 500 °C ist für den kaltverfestigten Spannstahl ein anfänglich stärkeres Relaxieren festzustellen, es wird aber nach 120 min der gleiche Endwert der Spannung erreicht.

Die durchgeführten Versuche zeigen, daß auch für das Relaxationsverhalten bei Temperaturen um 400 °C die Herstellungsart des Stahls eine große Rolle spielt. Stähle, die ihre Ausgangsfestigkeit durch eine Kaltumformung erhalten, verlieren je nach Höhe der Beanspruchung bereits bei 300 oder 400 °C ihre Festigkeit in stärkerem Maße als vergütete Stähle.

9. Versagenskriterien zur Festlegung einer kritischen Stahltemperatur

Für die Bestimmung einer kritischen Stahltemperatur wurden verschiedene Versagenskriterien untersucht. Als Versagenskriterien wurden Probenbruch, das Erreichen bestimmter Dehnungswerte oder kritische Dehngeschwindigkeiten herangezogen /1/. Es wurde festgestellt, daß die kritische Stahltemperatur, bei der im Warmkriechversuch mit instationärer Erwärmung eine Dehngeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-4}$ 1/s erreicht wird, nahezu unabhängig von der Aufheizgeschwindigkeit und dem verwendeten Stabquerschnitt ist /3/. Wie Bild 36 und 37 zeigt, ergibt sich eine fast lineare Abhängigkeit von der aufgebrachten Spannung. Den Einfluß der unterschiedlichen Herstellungsverfahren der Betonstähle läßt Bild 37 erkennen. Die bei den kaltverformten Betonstählen durch Kaltverfestigung erzielte Festigkeitssteigerung wird bereits bei relativ niedrigen Temperaturen durch Erholungs- und Rekristallisationsvorgänge wieder aufgehoben, so daß diese Stähle gegenüber den naturharten frühzeitiger einen Festigkeitsabfall mit steigender Temperatur zeigen.

10. Aus instationären Warmkriechversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungskurven als Materialgesetze

Zur Beschreibung des Werkstoffverhaltens bei Beanspruchungen, die zum Kriechen oder Relaxieren eines Werkstoffes führen, wurden unterschiedliche Stoffgesetze entwickelt, die meistens eine analytische Näherung von experimentell ermittelten Dehnungswerten und der Zeit sind /4/. Dabei wird der meßbaren Zeit und der experimentell bestimmbaren Dehnung jeweils eine konstante Spannung und Temperatur zugeordnet. Physikalisch begründete Modelle liegen bisher kaum vor oder sind nur für wenige Werkstoffe nutzbar /5/.

Das Verformungsverhalten von Stählen bei erhöhter Temperatur läßt sich beschreiben durch einen Ansatz, bei dem sich die Gesamtdehnung zusammensetzt aus einem lastunabhängigen Anteil $\epsilon_{th}(T)$, einem zeitunabhängigen elastischen Anteil $\epsilon_{el}(\sigma, T)$, einem zeitunabhängigen plastischen Anteil $\epsilon_{pl}(\sigma, T)$, einem transienten Anteil $\epsilon_{tr}(\sigma, T)$ und einem zeitabhängigen Kriechanteil $\epsilon_{cr}(\sigma, T, t)$:

$$\epsilon_{ges} = \epsilon_{th}(T) + \epsilon_{el}(\sigma, T) + \epsilon_{pl}(\sigma, T) + \epsilon_{tr}(\sigma, T) + \epsilon_{cr}(\sigma, T, t) \quad .$$

Da der plastische und der transiente Anteil sowie der Kriechanteil sich nicht ohne weiteres in Warmkriechversuchen trennen lassen, kann von einem vereinfachten Ansatz ausgegangen werden:

$$\epsilon_{ges} = \epsilon_{th}(T) + \epsilon_{el}(\sigma, T) + \epsilon_{pl}(\sigma, T, t) \quad .$$

Danach setzt sich die Gesamtdehnung zusammen aus einem lastunabhängigen thermischen Anteil, einem lastabhängigen elastischen Anteil und einem last-, temperatur- und zeitabhängigen plastischen Anteil. Der lastunabhängige Dehnungsanteil ergibt sich aus der Wärmedehnung des Materials. Der last- und temperaturabhängige elastische Anteil kann aus der Belastung und dem temperaturabhängigen Elastizitätsmodul bestimmt werden:

$$\varepsilon_{el}(\sigma, T) = \sigma/E(T) \quad .$$

Der plastische Anteil kann aus Warmkriechversuchen ermittelt werden, wenn von der gemessenen Gesamtdehnung der thermische und der elastische Dehnungsanteil abgezogen werden.

Für die Ermittlung des Verformungsverhaltens der im Teilprojekt B 4 untersuchten Stähle wurde der oben beschriebene Ansatz verwendet. Die Gesamtdehnung wurde in Warmkriechversuchen mit instationärer Temperatur gemessen und von dieser die in vorangehenden Versuchen ermittelten thermischen und elastischen Dehnungsanteile abgezogen. Bild 38 und 39 zeigen als Beispiel die in Abhängigkeit der Temperatur für unterschiedliche Belastungen ermittelten Kurven der plastischen Dehnung für einen "Tempcore-Stahl" und einem Betonstahl BSt 500/550. Aus diesen Kurven lassen sich bei bekanntem temperaturabhängigen E-Modul Spannungs-Dehnungskurven konstruieren, die das Festigkeits- und Verformungsverhalten kennzeichnen /6/.

Eine allgemeine Beschreibung des Verformungsverhaltens der verschiedenen untersuchten Bau-, Beton- und Spannstähle war mit bekannten Materialgesetzen nicht zufriedenstellend möglich. Bild 40 zeigt als Beispiel die mittels eines in /7/ angegebenen Materialgesetzes berechneten Spannungs-Dehnungskurven im Vergleich zu den aus instationären Warmkriechversuchen ermittelten Kurven. Eine zufriedenstellende Übereinstimmung wird nur für einzelne Kurvenabschnitte erreicht.

Es wurden daher die aus instationären Warmkriechversuchen ermittelten Spannungs-Dehnungskurven direkt als Rechengesetze für die Programmsysteme des SFB 148 verwendet. Für Beton und Stahl wurde ein einheitliches Gleichungssystem entwickelt, das die werkstoffspezifischen Koeffizienten in Form einer Tabelle enthält /8/. Die entwickelten Rechengesetze und Tabellenwerte sind unabhängig von der Aufheizgeschwindigkeit angegeben, obwohl auch eine Abhängigkeit des Verformungsverhaltens von der Aufheizgeschwindigkeit besteht, wie die bei unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten ermittelten Kurven

der plastischen Dehnung zeigen. Bei der Berechnung des Brandverhaltens innerhalb der bei Normbränden üblichen Aufheizgeschwindigkeiten ist der Einfluß unterschiedlicher Spannungs-Dehnungskurven für verschiedene Aufheizgeschwindigkeiten gering.

Im folgenden sind für den SFB 148 ermittelten Spannungs-Dehnungsdiagramme für die verschiedenen untersuchten Stähle aufgeführt. Diese Diagramme dienten als Vorlage zur Entwicklung der in /8/ dargestellten Rechengesetze.

In Bild 41 bis 43 sind aus instationären Warmkriechversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungsdiagramme für Baustahl St 37 dargestellt. Für die aus einer Walztafel (Bild 41) und aus einem I-Träger an unterschiedlichen Positionen entnommenen Proben (Bild 42 und 43) ergeben sich keine einheitlichen Spannungs-Dehnungskennlinien. Bei einem Normprofil variiert die Streckgrenze bei Raumtemperatur, je nachdem ob Proben aus der Schulter oder dem Steg geprüft werden. Für einen untersuchten Träger IPE 140 wurden z.B. Streckgrenzenwerte R_{el} von 317 bis 357 N/mm² ermittelt.

Spannungs-Dehnungsdiagramme für die vom Teilprojekt B 4 unterschiedliche Betonstähle sind in Bild 44 bis 46 dargestellt. Für einen Betonstahl BST 500/550 wurden zusätzlich Spannungs-Dehnungskurven in Warmzugversuchen ermittelt (Bild 47), um einen direkten Vergleich zwischen Spannungs-Dehnungskennlinien, die mittels instationärer Warmkriechversuche bestimmt wurden, und Spannungs-Dehnungskennlinien, die in Warmzugversuchen aufgenommen wurden, zu ermöglichen. Wie Bild 48 zeigt, verlaufen die aus instationären Warmkriechversuchen ermittelten Spannungs-Dehnungskurven flacher als die in Warmkriechversuchen ermittelten Kurven. Der Unterschied wirkt sich besonders im Übergangsbereich von elastischer zu plastischer Dehnung aus. Bei Dehnungen über 1 % werden die Unterschiede wieder geringer. Die aus Warmkriechversuchen gewonnenen Spannungs-Dehnungskurven verlaufen flacher, weil in diesen Kurven bereits zeit- und temperaturabhängige Kriechdehnungsanteile enthalten sind.

In Bild 49 bis 54 sind für verschiedene Spannstähle und

Spannstahllitze ermittelte Spannungs-Dehnungsdiagramme dargestellt. Zwischen den Spannungs-Dehnungskurven von vergüteten und kaltgezogenen Spannstählen können beträchtliche Unterschiede festgestellt werden (Bild 51 und 52), aber auch innerhalb der kaltgezogenen Spannstähle sind bei Temperaturen im Bereich von 200 bis 400 °C Abweichungen möglich. Die Prüfung von Spannstahllitze ist mit größeren Schwierigkeiten verbunden, da Dehnungsaufnehmer nur schwer anzubringen sind und sich vorzeitig lösen können. Die Verdrillung der Litzen-drähte führt dazu, daß die Drähte während des Aufheizens unter Last ihre Lage verändern und somit zusätzliche Dehnungen hervorrufen. Versuche an Proben, die bereits einer Temperaturbeanspruchung ohne Last ausgesetzt waren, ergeben andere Temperaturgangskurven (Wärmedehnung und Temperaturgang des Meßgestänges) als erstmals aufgeheizte Proben.

Bei den untersuchten Stählen zeigt sich, daß bei gleicher Festigkeit ein Unterschied besteht zwischen Stählen, die ihre Ausgangsfestigkeit durch eine Kaltverformung erreichen und Stählen, die ihre Ausgangsfestigkeit durch zusätzliche Legierungselemente und eine kontrollierte Wärmebehandlung erzielen. Im Einzelfall werden auch für gleiche Stähle aber unterschiedliche Chargen und Durchmesser voneinander abweichende Spannungs-Dehnungskennlinien ermittelt. Für eine allgemeine Berechnung des Verhaltens von Bauteilen unter Brandbeanspruchung reichen die innerhalb des SFB 148 für Bau-, Beton- und Spannstahl entwickelten Rechengesetze jedoch aus.

11. Die Restfestigkeit von Stahl nach einer Brandbeanspruchung

Für die Beurteilung von Sanierungsmaßnahmen an Bauwerken, die einem Feuer ausgesetzt waren, sind Kenntnisse über die Restfestigkeit notwendig. Die Restfestigkeit eines Stahl hängt von seiner Zusammensetzung, seiner thermischen und mechanischen Vorbehandlung und von der Temperatur- und Lastgeschich-

te während des Brandes ab.

Bis zu Temperaturen von 400 °C wirkt sich eine reine Temperaturbeanspruchung kaum auf die Restfestigkeit aus. Wie Bild 55 zeigt, ist bei kaltverformten Betonstählen eine durch die Temperaturerhöhung hervorgerufene Alterung möglich, die zu einem Anstieg der 0,2%-Dehngrenze führt. Ab 400 °C muß mit einem Abfall der Festigkeit unter die Ausgangsfestigkeit gerechnet werden. Bei kaltgezogenen Spannstählen kann die Restfestigkeit bereits ab 300 °C unter die Ausgangsfestigkeit sinken.

Restfestigkeitsuntersuchungen an Betonstahlproben, die im instationären Warmkriechversuch bei unterschiedlichen Belastungen und Temperaturen geprüft wurden, zeigen, daß das spätere Festigkeitsverhalten in erster Linie durch die erreichte Maximaltemperatur bestimmt wird. Eine Belastung erweist sich erst im Zusammenhang mit einer hohen Temperatur als kritisch /9/. In Bild 56 ist das Verhältnis der 0,2%-Dehngrenze, die nach einem Warmkriechversuch gemessen wird, und der 0,2%-Dehngrenze, die vorher ermittelt wurde, für verschiedene untersuchte Betonstähle über der im Warmkriechversuch erreichten Maximallast aufgetragen. Die Werte der Restfestigkeit differieren bei den unterschiedlichen Betonstählen. Ein Absinken der Restfestigkeit unter die Ausgangsfestigkeit ist jedoch erst ab einer Temperatur über 500 °C festzustellen. Bei dem in Bild 57 dargestellten Verhältnis der Zugfestigkeiten ergibt sich eine ähnliche Tendenz. Die Abweichungen zwischen den einzelnen Betonstählen sind jedoch geringer. Auch scheinen Temperaturen unter 500 °C einen geringeren Einfluß auf die Zugfestigkeit als auf die 0,2%-Dehngrenze zu haben. Naturharte Betonstähle, die nur eine Temperaturbeanspruchung unterhalb 500 °C erfahren haben und keine unzulässig große Dehnung aufweisen, können ohne Einbuße der Festigkeit wieder verwendet werden. Bei Stählen, die ihre Festigkeit durch eine Kaltverformung erzielen, muß diese Grenze bei 300 °C angesetzt werden, wobei im Einzelfall auch ein etwas höherer Wert möglich ist.

12. Literaturverzeichnis

- /1/ Ruge, J. und O. Winkelmann:
Verformungsverhalten von Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen.
Arbeitsbericht SFB 148, B 4, TU Braunschweig 1977.
Arbeitsbericht SFB 148, B 4, TU Braunschweig 1980.
- /2/ Ruge, J. und R. Linnemann:
Belastungseinrichtung für instationäre Warmkriechversuche an Stahlträgern.
Veröffentlichung in Materialprüfung vorgesehen.
- /3/ Ruge, J. und O. Winkelmann:
Verfahren zur Bestimmung eines kritischen Kennwertes für den Fall instationärer Erwärmung bei Simulation einer Brandbelastung von Stahl.
Materialprüfung 19 (1977), Nr. 8, S. 255.
- /4/ Gummert, P.:
Materialgesetze des Kriechens und der Relaxation.
Fortschr.-Ber. VDI-Z. Reihe 5 Nr. 38, VDI-Verlag, Düsseldorf 1978.
- /5/ Göbel I.:
Modellbildung für die Hochtemperaturplastizität mit Hilfe metallphysikalischer Ergebnisse.
Dissertation, TU Braunschweig 1985.
- /6/ Ruge, J. und R. Linnemann:
Einfluß einer Temperaturerhöhung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen.
3. Öffentliches Forschungskolloquium am 29.9.1982 an der Universität Karlsruhe.

/7/ Rubert, A. und P. Schaumann:

Temperaturabhängige Werkstoffeigenschaften von Baustählen
bei Brandbeanspruchung.

Der Stahlbau 54 (1985), Nr. 3, S. 81.

/8/ Richter, E.:

Stress/strain-relationships to calculate the load-bearing
and deformation behaviour of structural elements under
fire action.

ECCS-Workshop on Material Properties at Elevated Temper-
atures held in Arnheim (12 June 1986).

/9/ Ruge, J. und R. Linnemann:

Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton-
und Spannstählen bei hohen Temperaturen.

Arbeitsbericht SFB 148, B 4, TU Braunschweig 1983.

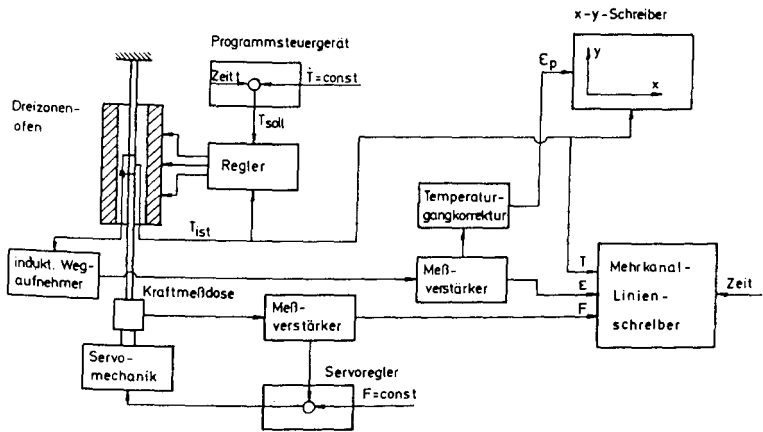


Bild 1: Versuchseinrichtung für instationäre Warmkriechversuche

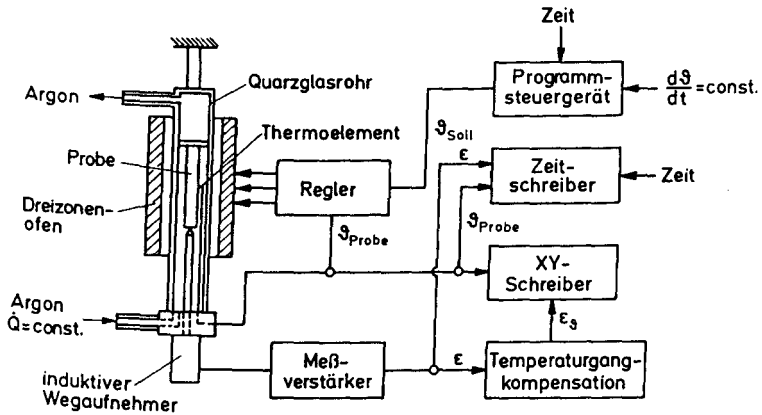


Bild 2: Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Wärmeausdehnung

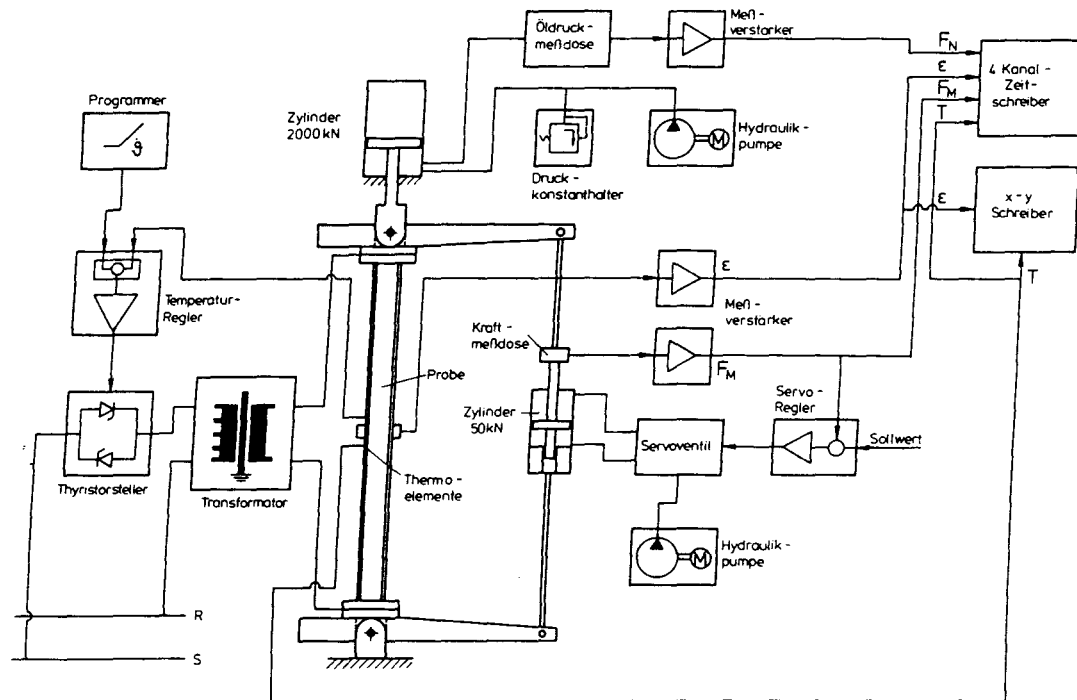


Bild 3: Versuchseinrichtung für Versuche mit kombinierter Zug-/Druck- und Biegebelastung

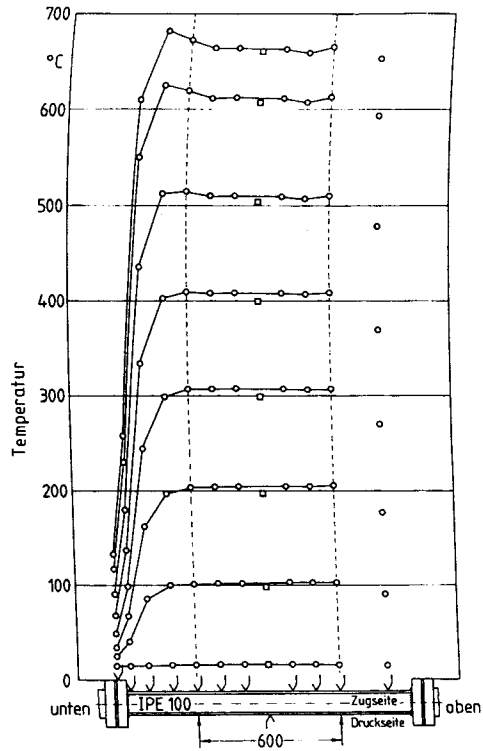


Bild 4: Temperaturprofil einer durch Widerstandserwärmung aufgeheizten Profilstahlprobe

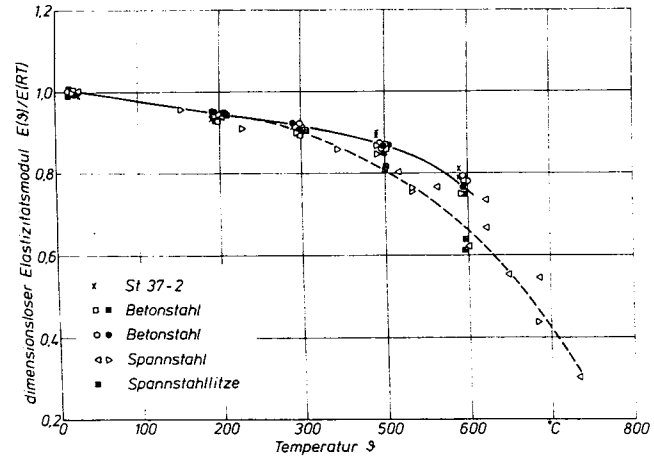


Bild 5: Temperaturabhängigkeit des E-Moduls von Bau-, Beton- und Spannstahl

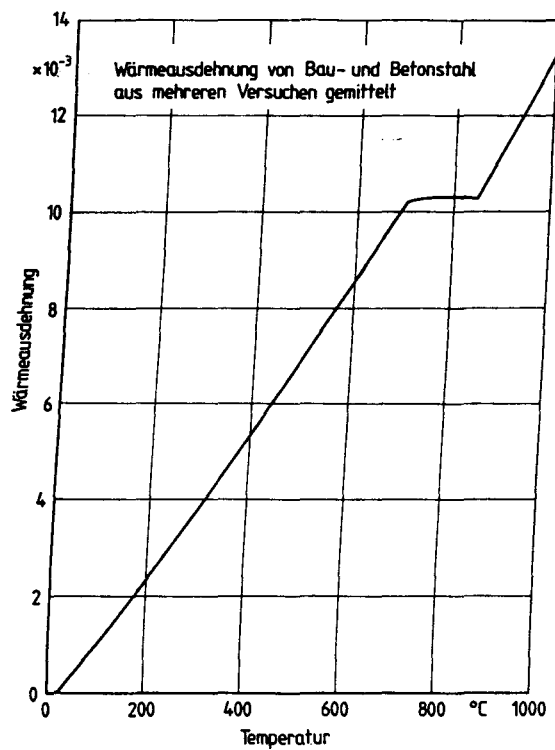


Bild 6: Wärmeausdehnung von Bau- und Betonstahl

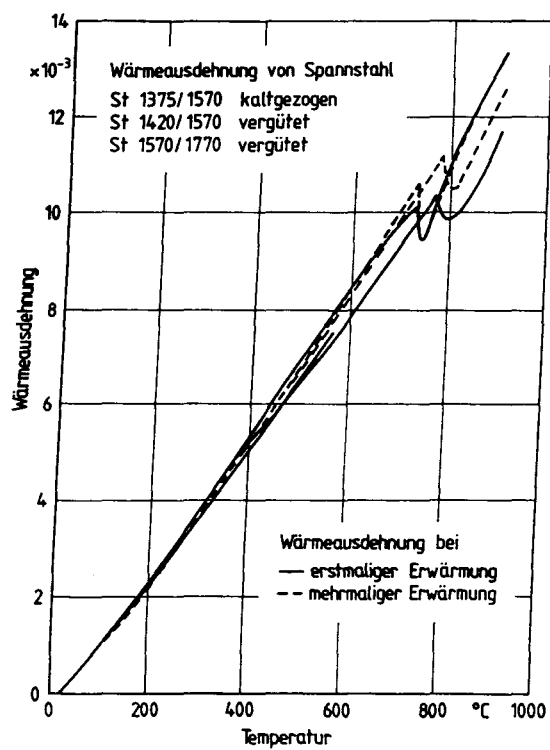


Bild 7: Wärmeausdehnung von Spannstählen

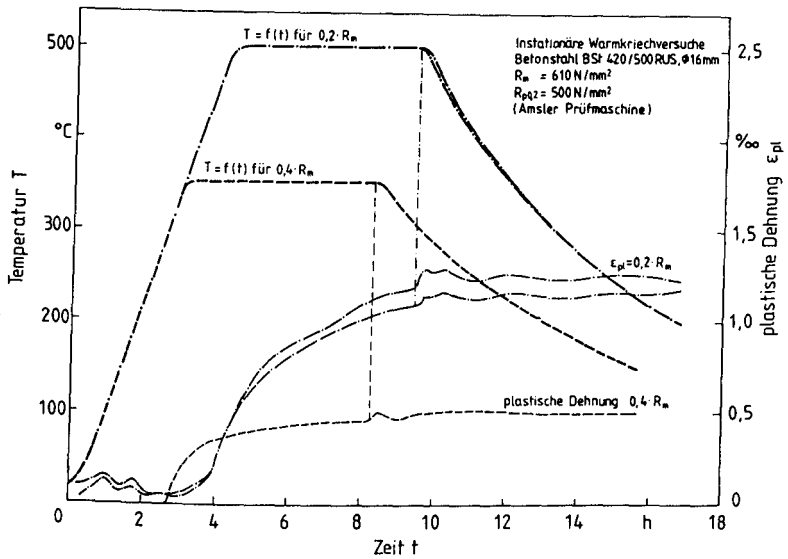


Bild 8: Temperaturführung und plastische Dehnung in Warmkriechversuchen an Betonstahl BSt 420/500 RUS, Amsler-Prüfmaschine

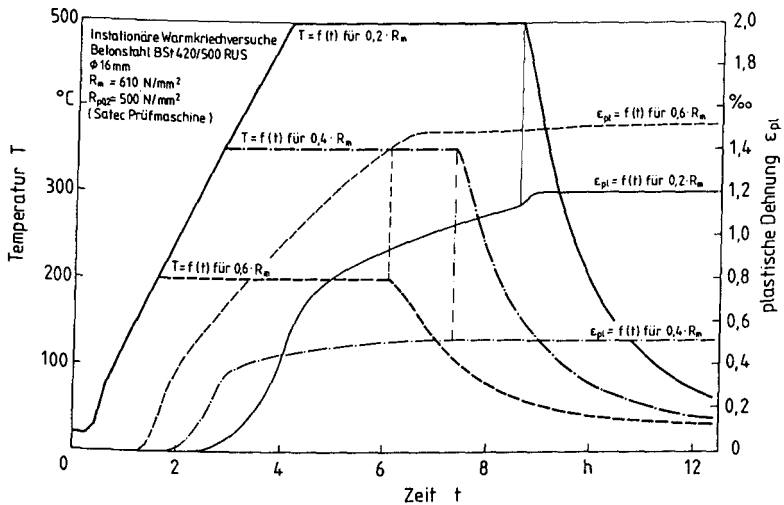


Bild 9: Temperaturführung und plastische Dehnung in Warmkriechversuchen an Betonstahl BSt 420/500 RUS, Satec-Prüfmaschine

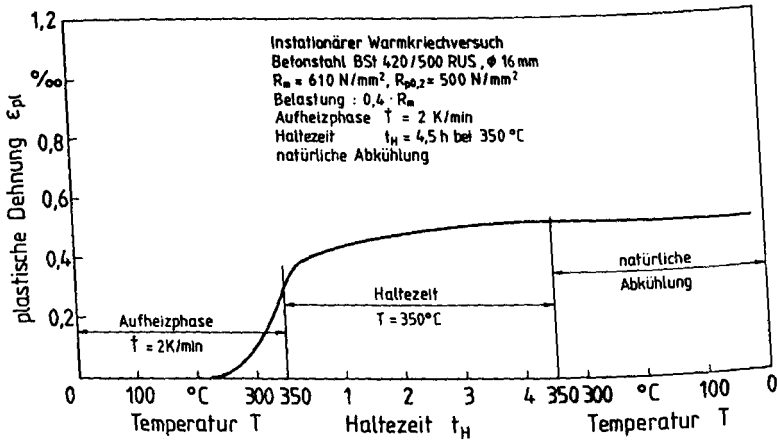


Bild 10: Verlauf der plastischen Dehnung im modifizierten Warmkriechversuch bei einer Belastung $0,4 \cdot R_m$

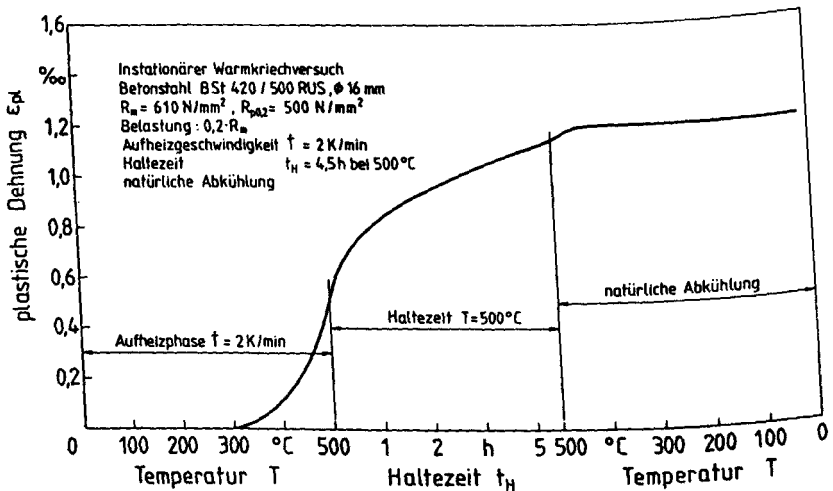


Bild 11: Verlauf der plastischen Dehnung im modifizierten Warmkriechversuch bei einer Belastung $0,2 \cdot R_m$

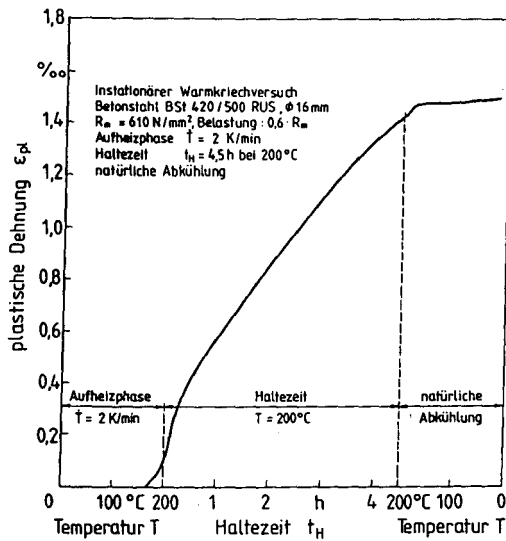


Bild 12: Verlauf der plastischen Dehnung im modifizierten Warmkriechversuch bei einer Belastung $0,6 \cdot R_m$

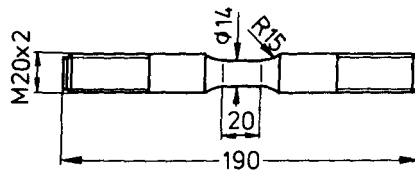


Bild 13: Probenform für Zug- und Druckversuche bei erhöhter Temperatur

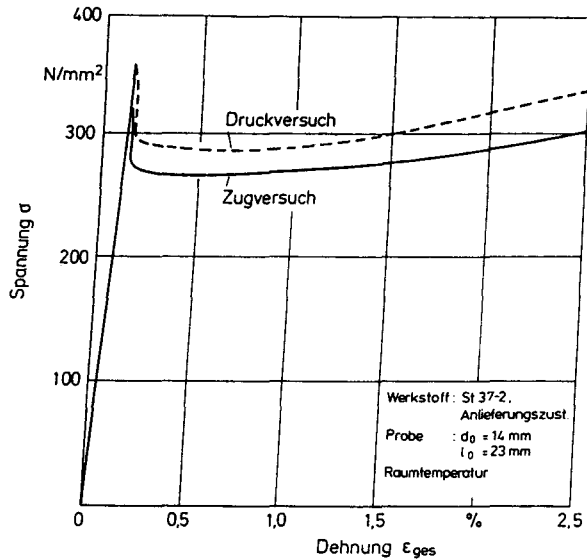


Bild 14: Bei Raumtemperatur gemessene Spannungs-Dehnungskurven für St 37 bei Zug- und Druckbeanspruchung, Anlieferungszustand

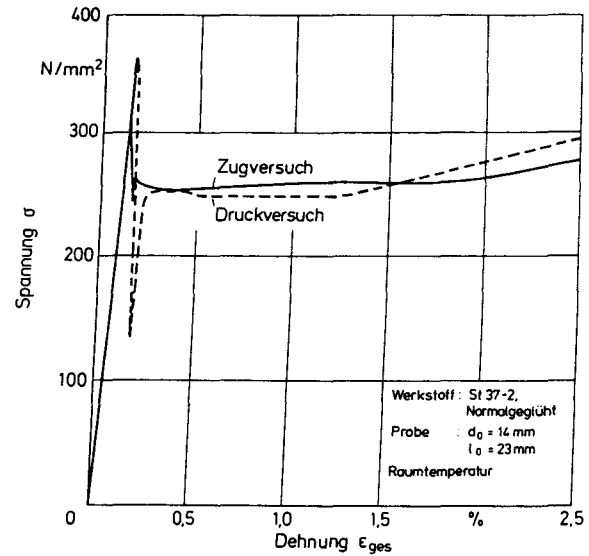


Bild 15: Bei Raumtemperatur gemessene Spannungs-Dehnungskurven für St 37 bei Zug- und Druckbeanspruchung, normalgeglüht

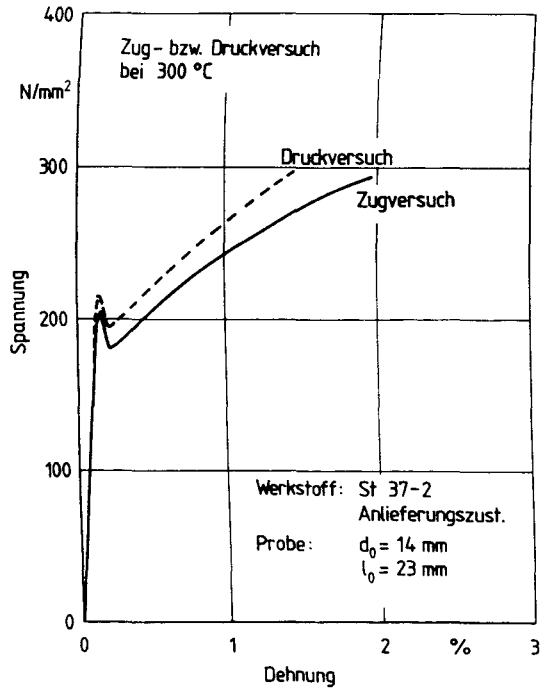


Bild 16: Bei 300 °C gemessenes Spannungs-Dehnungsdiagramm für St 37 bei Zug- und Druckbeanspruchung

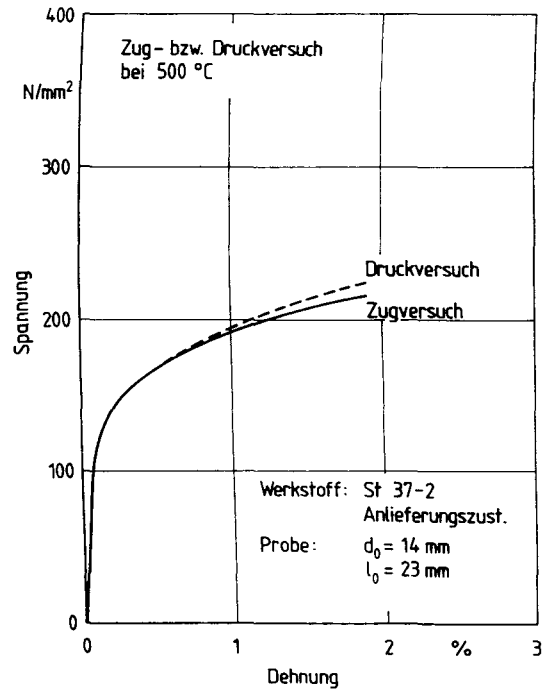


Bild 17: Bei 500 °C gemessenes Spannungs-Dehnungsdiagramm für St 37 bei Zug- und Druckbeanspruchung

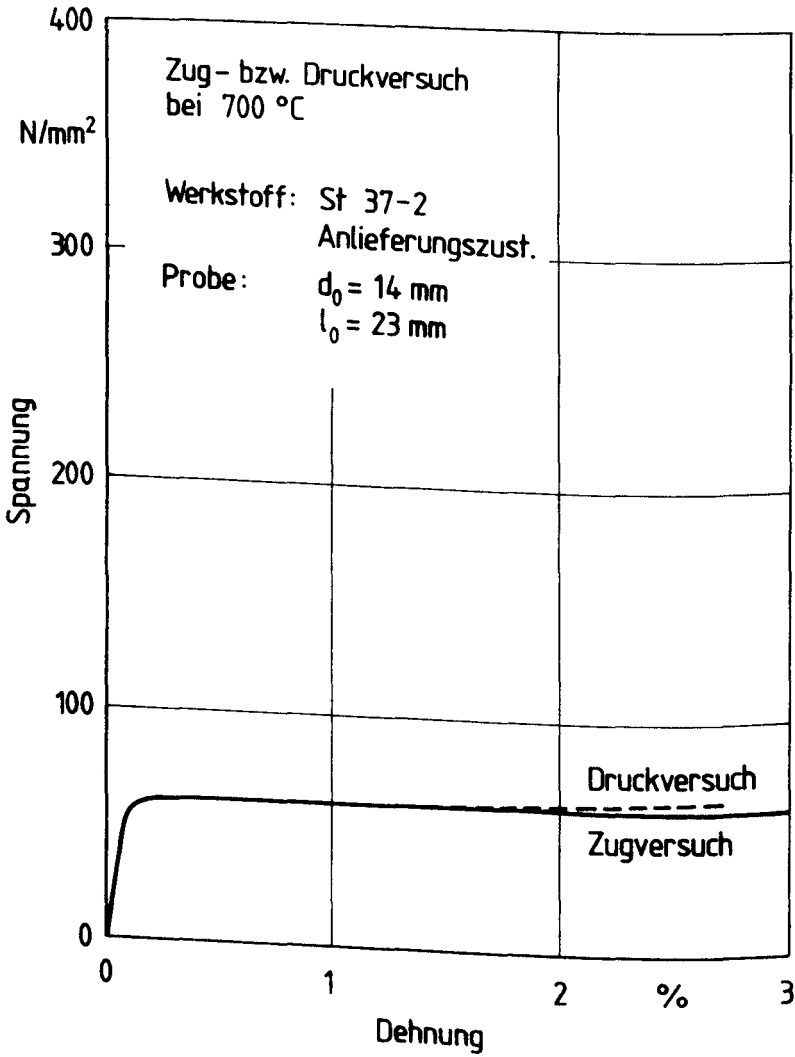


Bild 18: Bei 700 °C gemessenes Spannungs-Dehnungsdiagramm
 für St 37 bei Zug- und Druckbeanspruchung

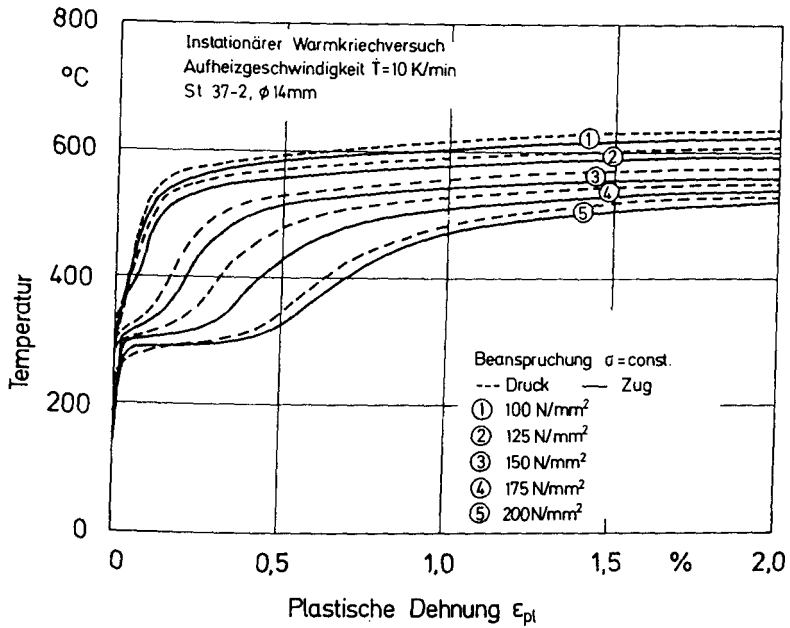


Bild 19: Temperatur-Dehnungskurven aus instationären Warmkriechversuchen bei Zug- und Druckbeanspruchung

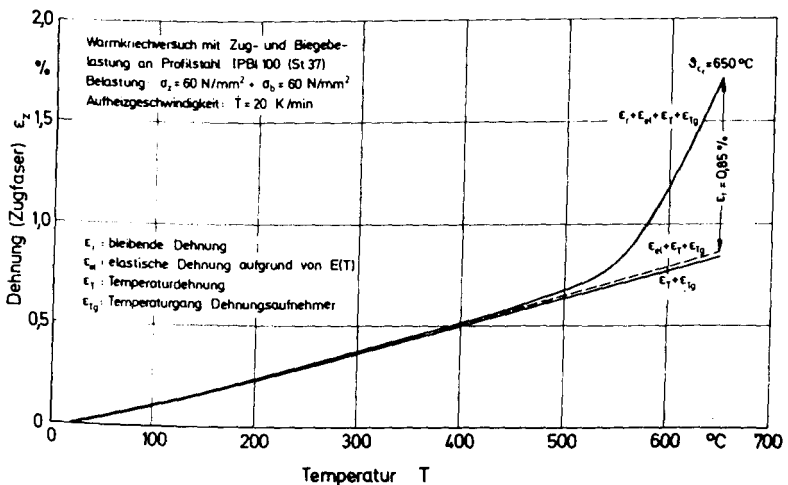


Bild 20: Meßschrieb von einem instationären Warmkriechversuch mit Zug- und Biegebelastung an einem Normprofil IPB1 100 aus St 37

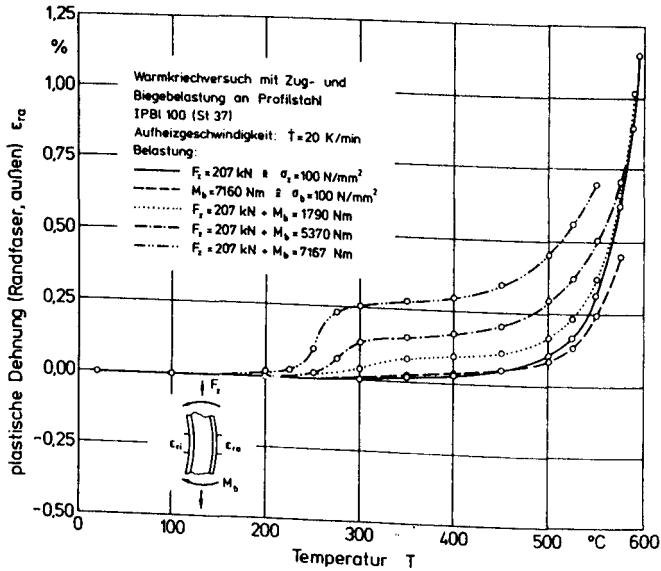


Bild 21: Im instationären Wärmekriechversuch mit $\dot{T} = 20 \text{ K/min}$ gemessener Verlauf der plastischen Dehnung an der äußeren Randfaser (Zugseite)

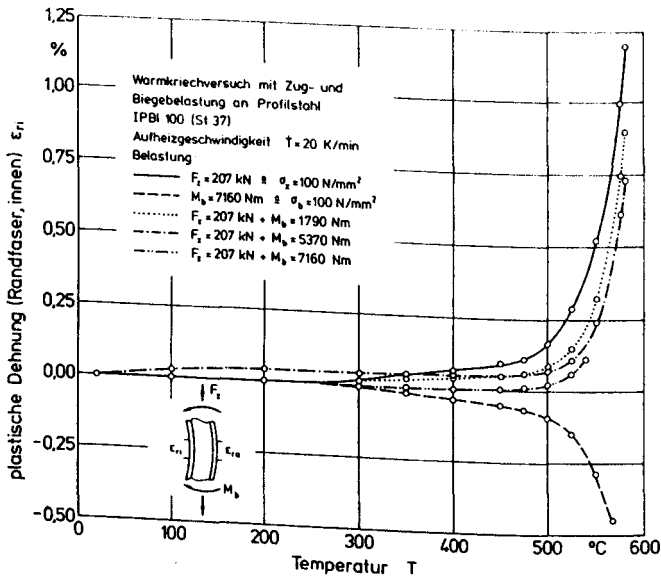


Bild 22: Im instationären Wärmekriechversuch mit $\dot{T} = 20 \text{ K/min}$ gemessener Verlauf der plastischen Dehnung an der inneren Randfaser (Druckseite)

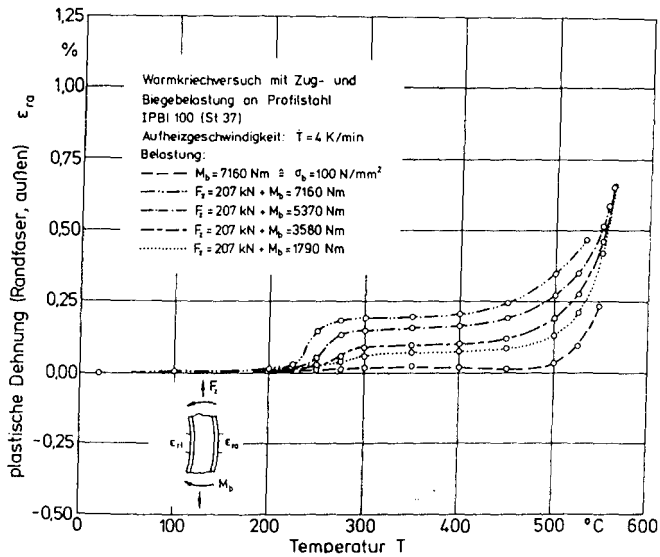


Bild 23: Im instationären Wärmkriechversuch mit $\dot{T} = 4 \text{ K/min}$ gemessener Verlauf der plastischen Dehnung an der äußeren Randfaser (Zugseite)

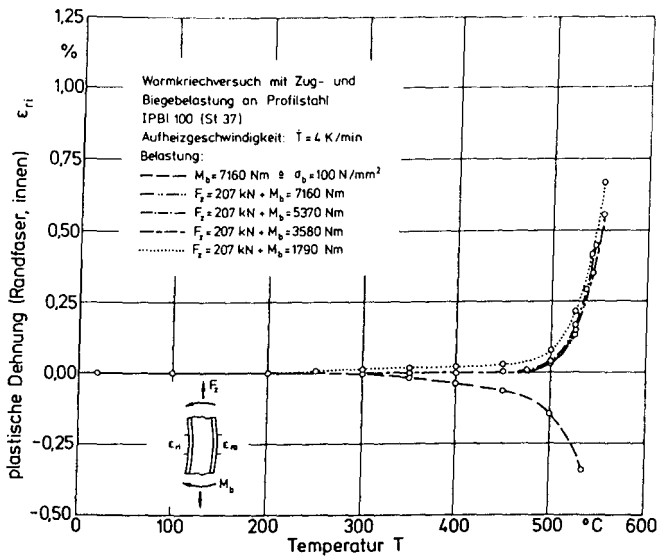


Bild 24: Im instationären Wärmkriechversuch mit $\dot{T} = 4 \text{ K/min}$ gemessener Verlauf der plastischen Dehnung an der inneren Randfaser (Druckseite)

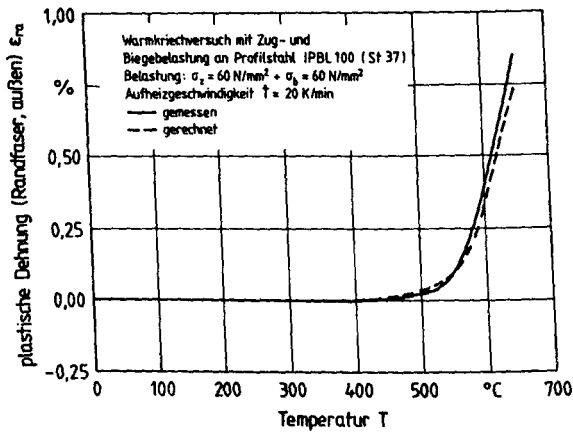


Bild 25: Vergleich von gemessener und berechneter Dehnung an der äußeren Randfaser eines Normprofils IPB 100

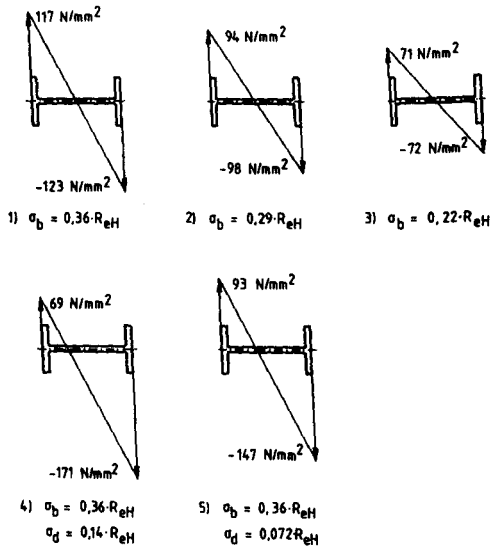


Bild 26: Spannungsverteilung über dem Querschnitt eines Normprofils IPE 100 bei unterschiedlichen Belastungskombinationen

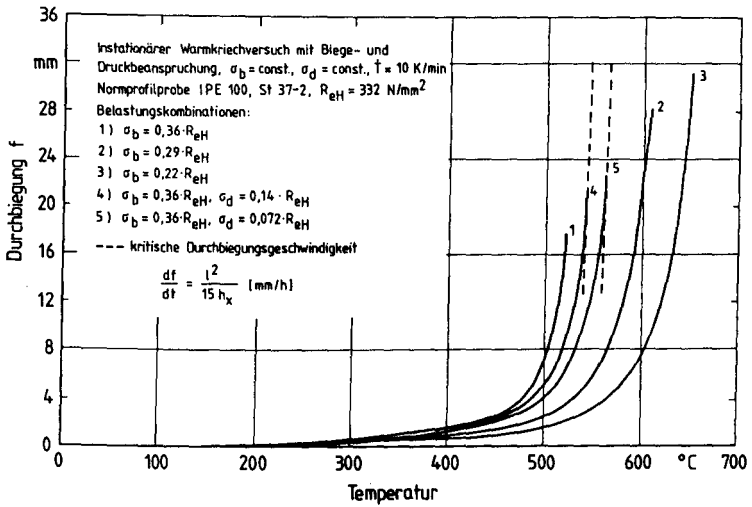


Bild 27: Verlauf der Durchbiegung in Probenmitte bei Warmkriechversuchen an Normprofilproben IPE 100 mit unterschiedlichen Belastungskombinationen

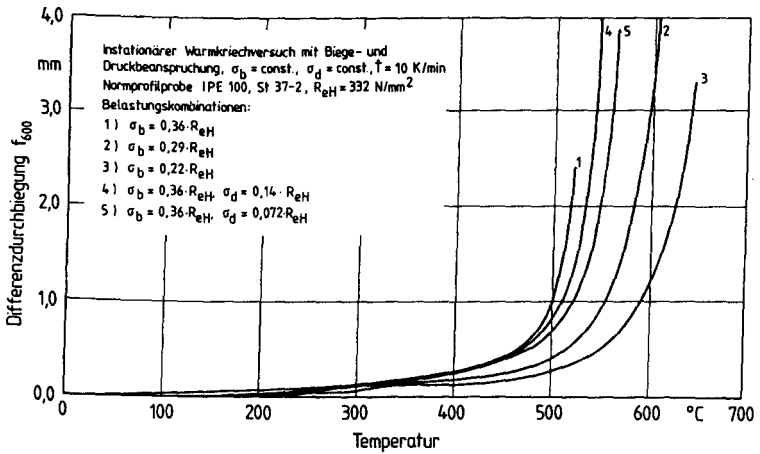


Bild 28: Differenz der an zwei Stellen an Normprofilproben IPE 100 in Warmkriechversuchen gemessenen Durchbiegung

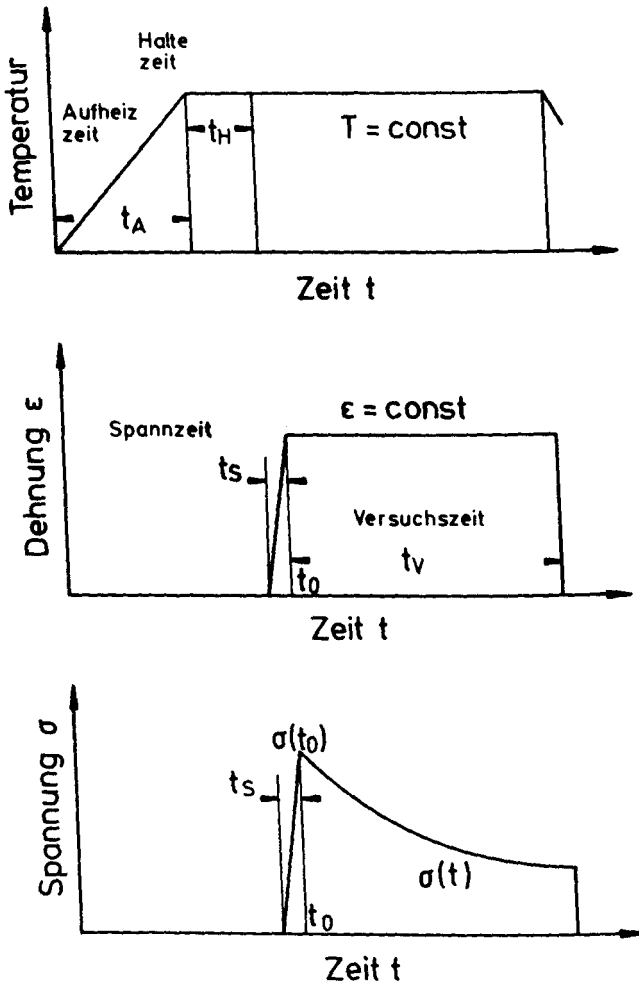


Bild 29: Versuchsablauf eines Relaxationsversuchs bei erhöhter Temperatur

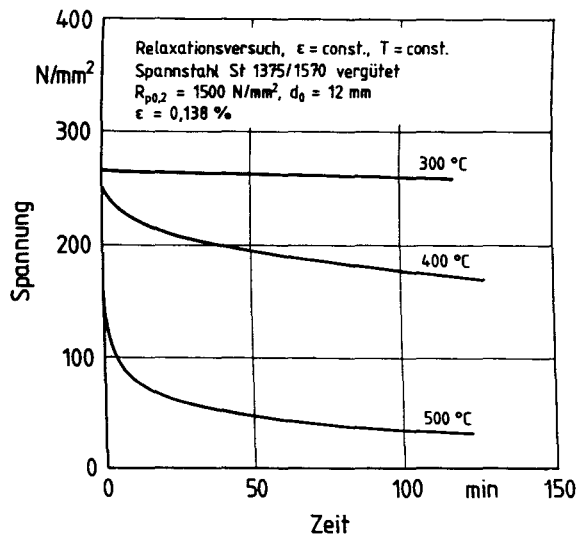


Bild 30: Spannungsrelaxation eines vergüteten Spannstahls bei einer Dehnung von 0,138 %

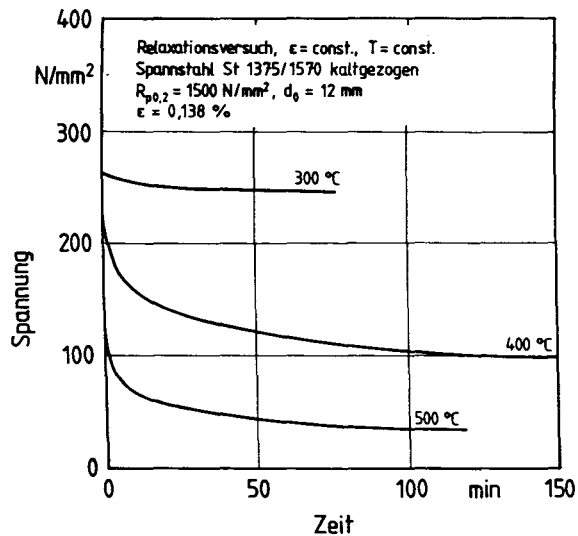


Bild 31: Spannungsrelaxation eines kaltgezogenen Spannstahls bei einer Dehnung von 0,138 %

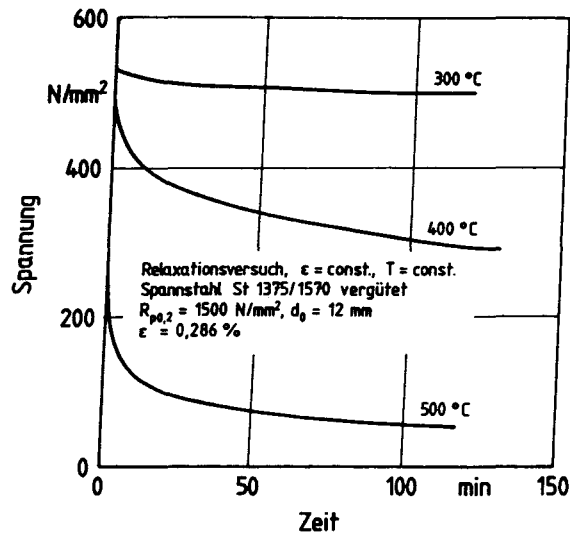


Bild 32: Spannungsrelaxation eines vergüteten Spannstahls bei einer Dehnung von 0,286 %

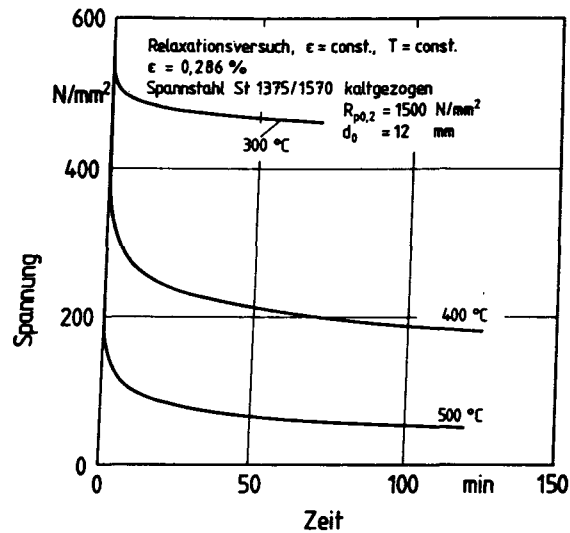


Bild 33: Spannungsrelaxation eines kaltgezogenen Spannstahls bei einer Dehnung von 0,286 %

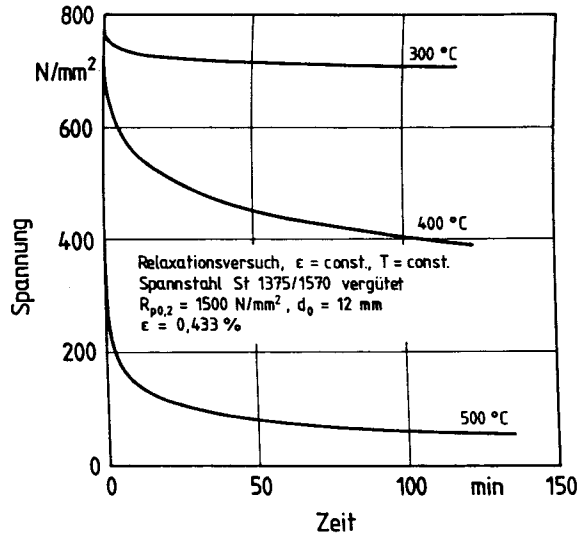


Bild 34: Spannungsrelaxation eines vergüteten Spannstahls bei einer Dehnung von 0,433 %

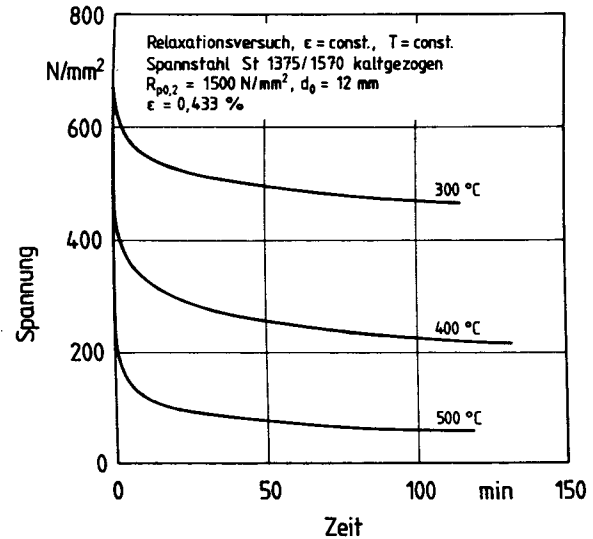


Bild 35: Spannungsrelaxation eines kaltgezogenen Spannstahls bei einer Dehnung von 0,433 %

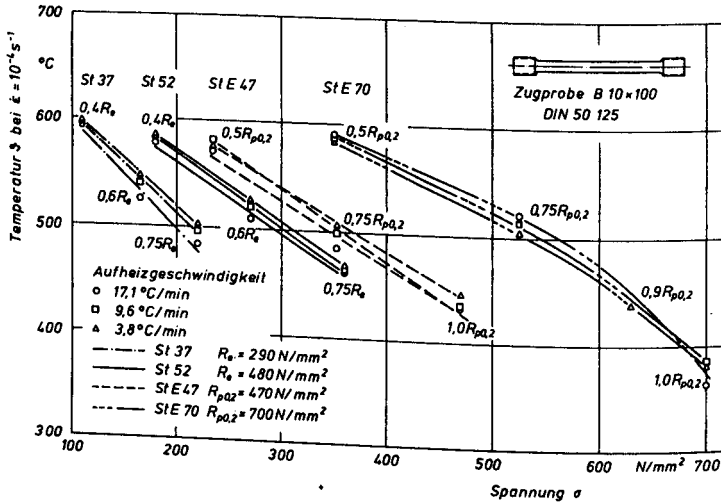


Bild 36: Im stationären Warmkriechversuch an Baustählen ermittelte kritische Temperaturen bei einer Dehngeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-4} \text{ 1/s}$

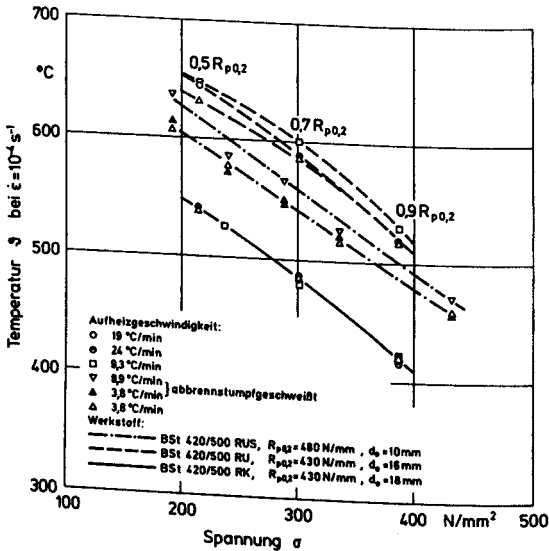


Bild 37: Im stationären Warmkriechversuch an Betonstählen ermittelte kritische Temperaturen bei einer Dehngeschwindigkeit von $1 \cdot 10^{-4} \text{ 1/s}$

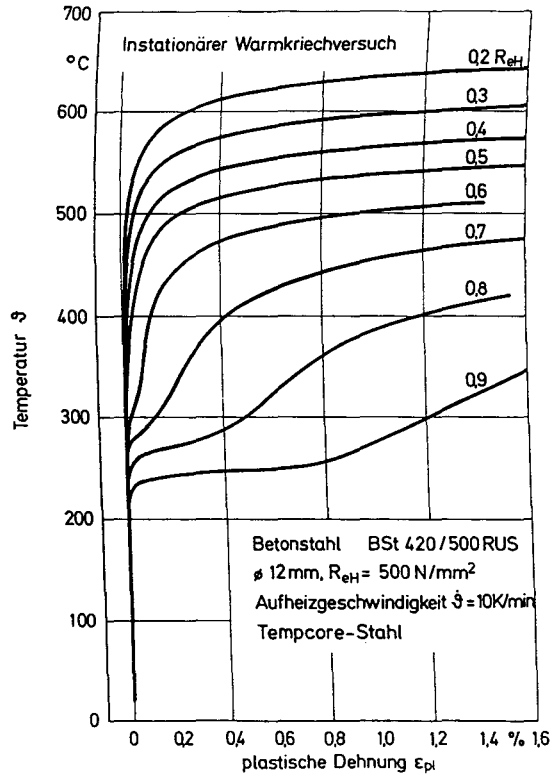


Bild 38: Plastische Dehnung in instationären Warmkriechversuchen für einen Tempcore-Stahl"

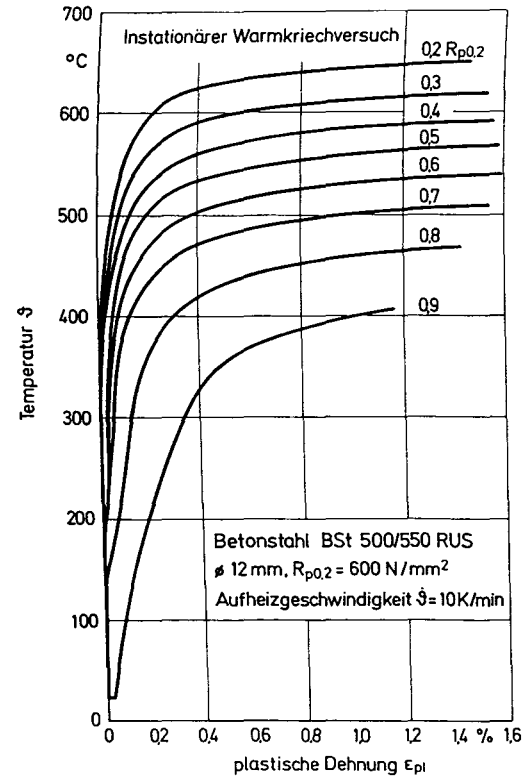


Bild 38: Plastische Dehnung in instationären Warmkriechversuchen für einen Betonstahl BSt 500/550 RUS

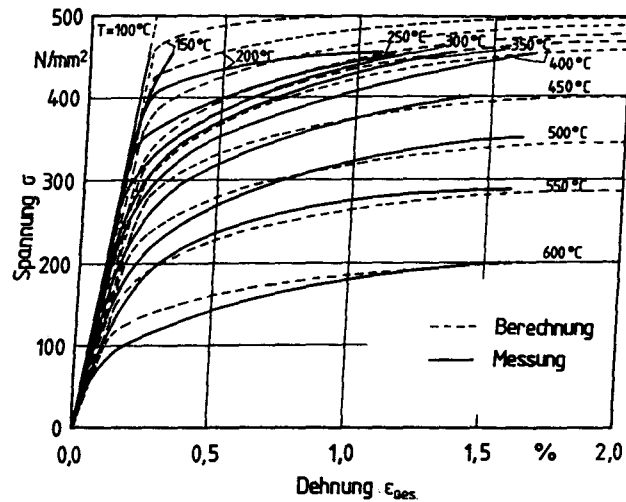


Bild 40: Vergleich von gemessenen und berechneten Spannungs-Dehnungskurven für einen Betonstahl BSt 420/500 RU

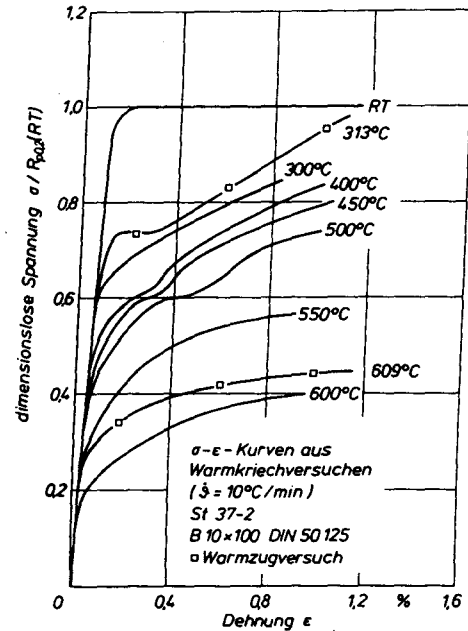


Bild 41: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für St 37 (Walztafel)

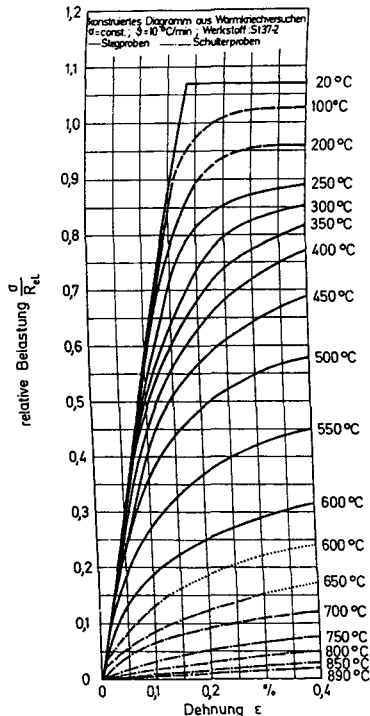


Bild 42: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für St 37 (Proben aus einem Träger IPE 140)

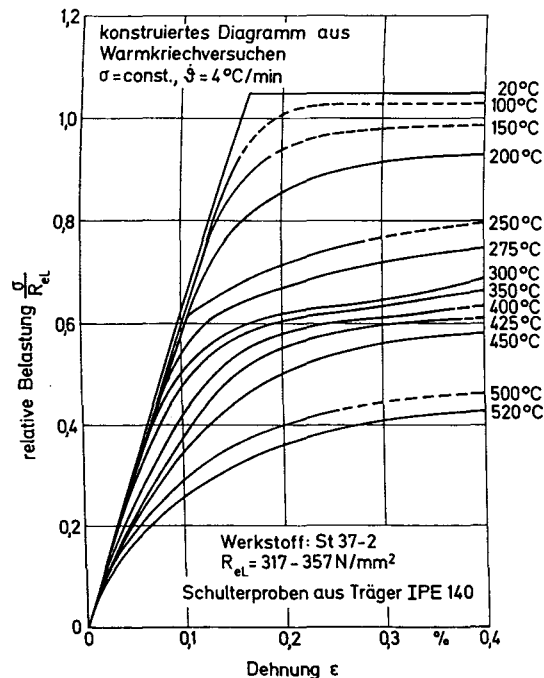


Bild 43: Aus Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für St 37 (Schulterproben aus einem Träger IPE 140)

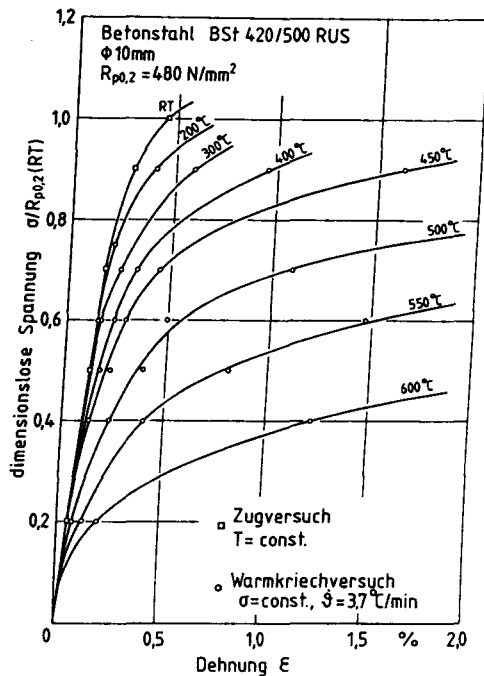


Bild 44: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen Betonstahl BSt 420/500 RUS

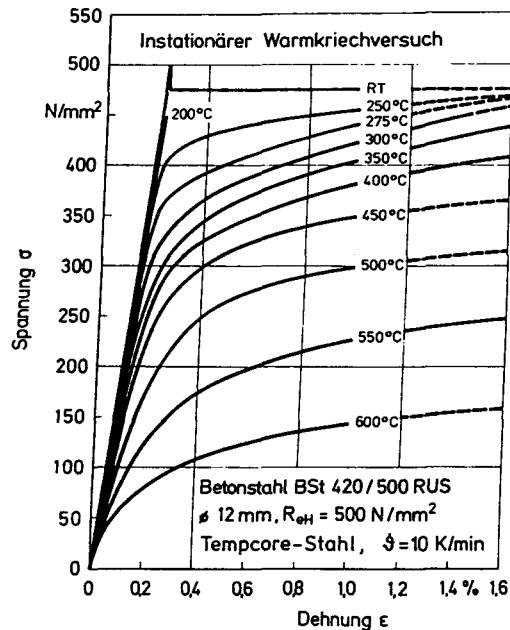


Bild 45: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungs-Diagramm für einen "Tempcore-Stahl"

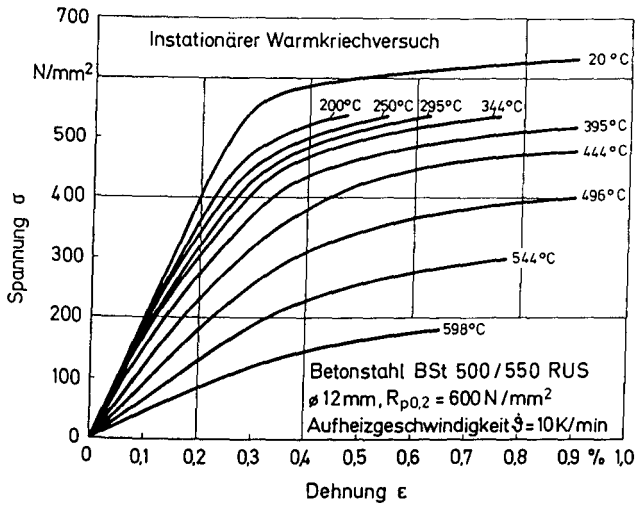


Bild 46: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen Betonstahl BSt 500/550 RUS

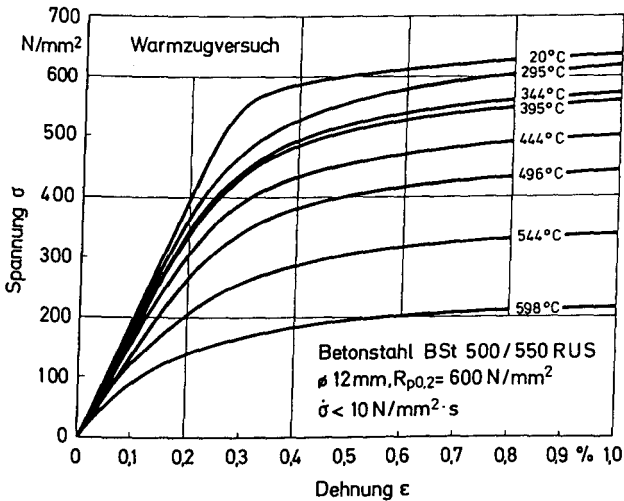


Bild 47: In Warmzugversuchen gemessenes Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen Betonstahl BSt 500/550 RUS

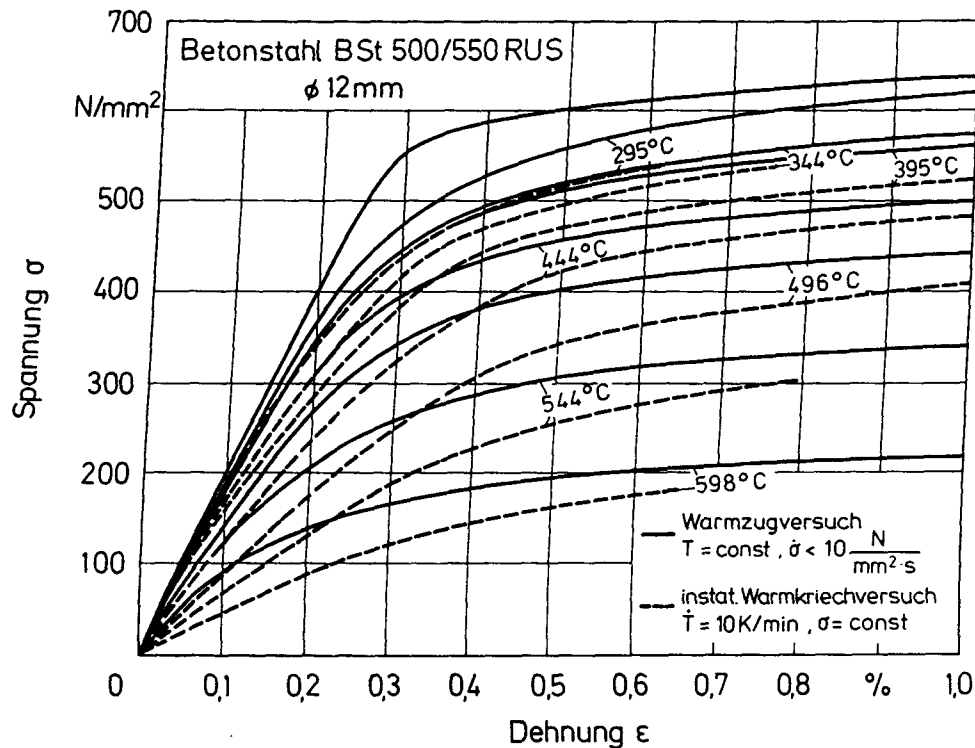


Bild 48: Vergleich von Spannungs-Dehnungskurven, die im Warmzugversuch gemessen und aus instationären Warmkriechversuchen ermittelt wurden

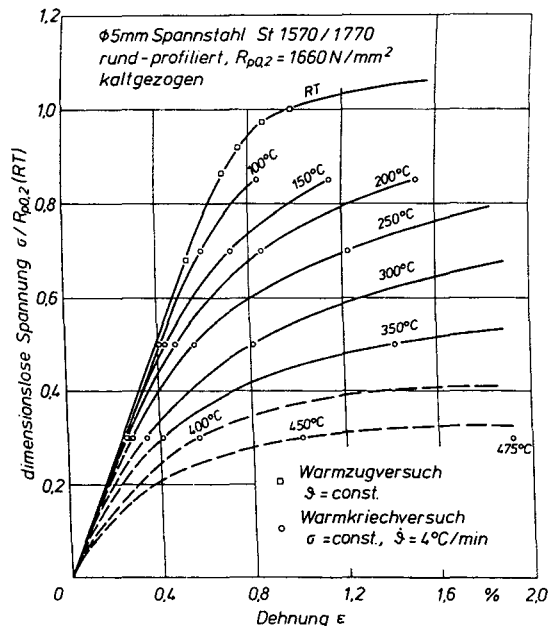


Bild 49: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen Spannstahl St 1570/1770 kaltgezogen, ϕ 5 mm

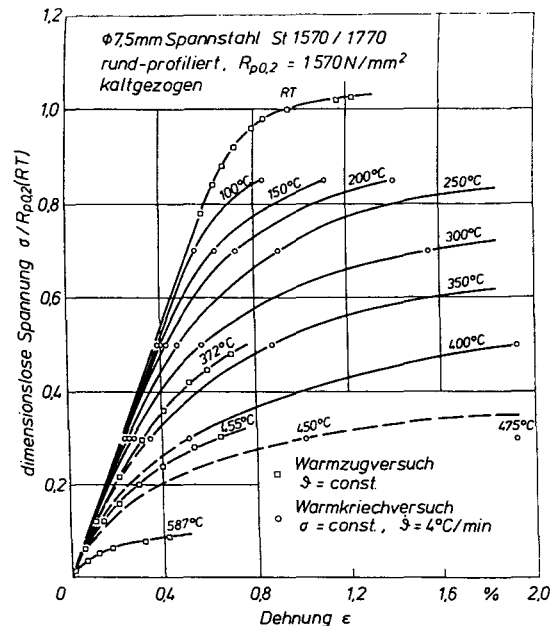


Bild 50: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen Spannstahl St 1570/1770 kaltgezogen, ϕ 7,5 mm

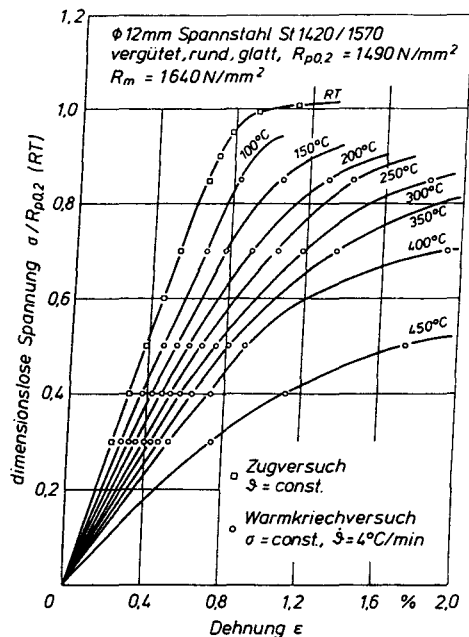


Bild 51: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen Spannstahl St 1420/1570 vergütet, $\phi 12\text{ mm}$

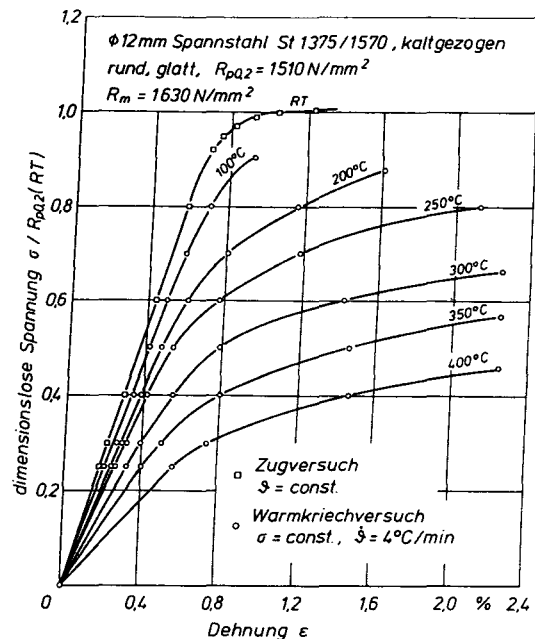


Bild 52: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen Spannstahl St 1375/1570 kaltgezogen, $\phi 12\text{ mm}$

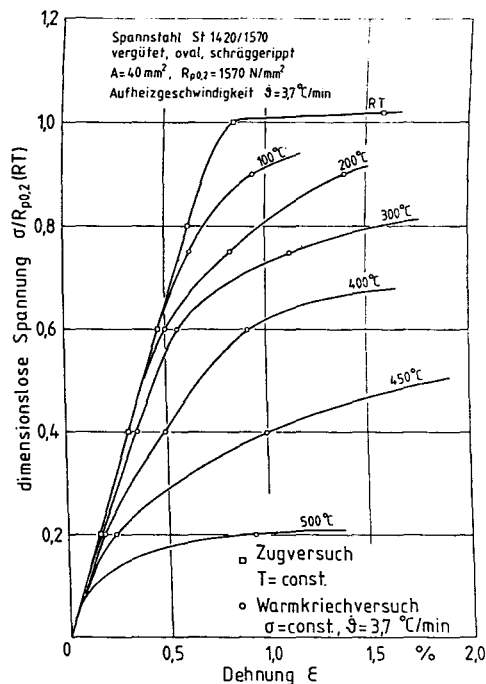


Bild 53: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für einen Spannstahl St 1420/1570

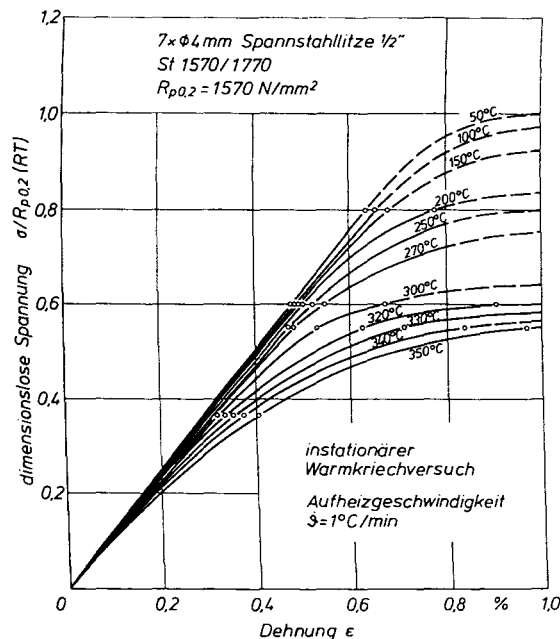


Bild 54: Aus instationären Warmkriechversuchen ermitteltes Spannungs-Dehnungsdiagramm für 1/2"-Spannstahlritze St 1570/1770

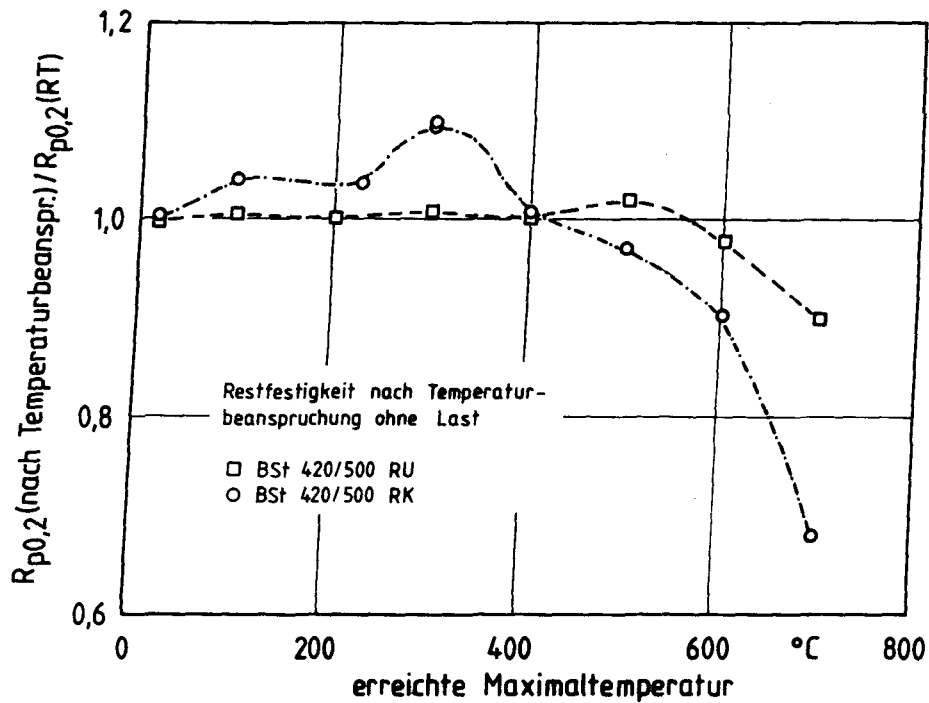


Bild 55: Restfestigkeit von Betonstahl nach einer Temperaturbeanspruchung ohne Belastung

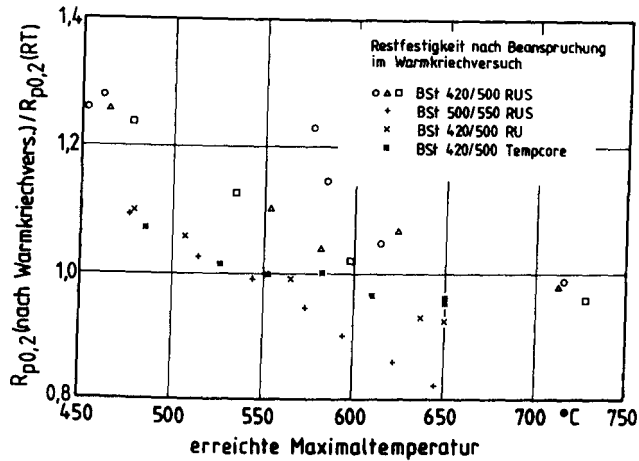


Bild 56: Restfestigkeit ($R_{p0,2}$) verschiedener Betonstähle nach einer Beanspruchung im Warmkriechversuch

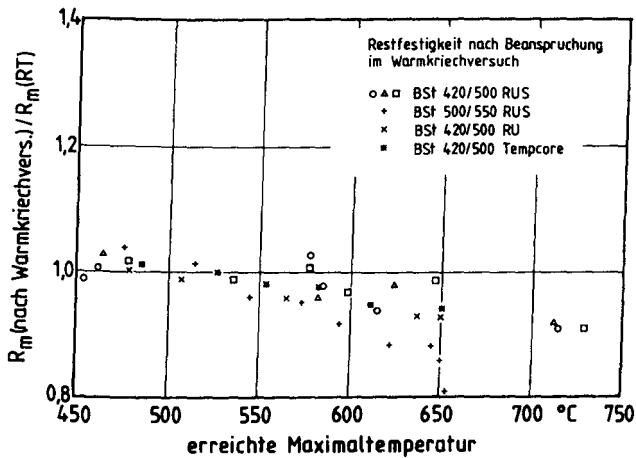


Bild 57: Restfestigkeit (R_m) verschiedener Betonstähle nach einer Beanspruchung im Warmkriechversuch

B 5 entfällt

Sonderforschungsbereich 148
- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt B6

Veränderung der Struktur und der Eigenschaften des
Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur

Beteiligte Wissenschaftler

Prof. Dr.-Ing. I. Odler
Dr.-Ing. S. Abdul-Maula
Dipl.-Min. A. Zürz

Arbeitsbericht für den Zeitraum: 1984 - 1986
Förderungsantrag 1983, S. 153 - 164

INHALTSVERZEICHNIS

| | |
|--|----------|
| 1. Aufgabenstellung und Ziele | B6 - 2 |
| 2. Versuchsparameter und Untersuchungsmethodik | B6 - 2-4 |
| 3. Untersuchungsergebnisse | B6 - 4 |

1. Aufgabenstellung und Ziele

Beton ist ein inhomogener Werkstoff, der aus etlichen Komponenten unterschiedlicher chemischer und mineralogischer Beschaffenheit zusammengesetzt ist. Einerseits sind dies die zahlreichen in der Praxis verwendeten Zementarten, andererseits die verschiedenen meist von der lokalen Verfügbarkeit abhängigen Zuschlagstoffe.

Das Teilprojekt B6 war beschränkt auf die Untersuchung der Betonmatrix, d.h. des hydratisierten Zementsteins. Dessen Verhaltensänderungen bei Einwirkung hoher Temperaturen sollten mit röntgenographischen, struktural und thermoanalytischen Meßmethoden untersucht werden. Drei Fragestellungen waren hierbei wichtig:

- Mineralogische und strukturelle Veränderungen des Zementsteins beim Erhitzen
- Einfluß der Zementart auf das Hochtemperaturverhalten
- Auswirkungen des Löschwassers auf den Zementstein nach der Brandbeanspruchung

Um zu einem besseren Verständnis der Verhältnisse im Beton zu gelangen wurde außerdem der Versuch gemacht, die Haftung zwischen verschiedenen Zuschlagstoffen und Zementarten zu messen, insbesondere auch nach der Einwirkung erhöhter Temperaturen.

Ziel der Untersuchung war es, zu einer grundsätzlichen Klärung der temperaturbedingten Festigkeitsänderungen beizutragen, um Rückschlüsse auf das Verhalten des Betons im Brandfall zu ermöglichen.

2. Versuchsparameter und Untersuchungsmethodik

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Phasen- und Strukturveränderungen des hydratisierten Zementsteins und die damit verbundenen Veränderungen seiner physikalischen Eigenschaften in Abhängigkeit von der Temperatur und Bindemittelart systematisch untersucht. In den bisherigen Untersuchungen (s. Arbeitsbericht für den Zeitraum 1981-1983) waren Proben nachstehender Zemente bearbeitet worden:

- Portlandzement
- Schlackenportlandzemente mit 25, 50 und 75% Hüttensand
- Traßzement mit 25% Traß
- Reines Tricalciumsilicat

Ergänzend hierzu wurden die neuen Versuche mit folgenden Zementen durchgeführt:

- Weißzement aus einem Klinker mit $<1\% \text{ Fe}_2\text{O}_3$
- Antisulfatzement aus einem Klinker mit hohem Eisengehalt
- Flugaschezemente mit jeweils 25% Anteil dreier verschiedener Flugaschen
- Portlandzement mit einem Zusatz von 25% aktivem Silica (sog. "silica fume")

Die Herstellung erfolgte in einer Laborkugelmühle durch gemeinsame Vermahlung mit Gips entsprechend einem SO_3 -Gehalt von 3% auf eine Feinheit von $3000 \pm 100 \text{ cm}^2/\text{g}$ (Blaine).

Aus den verschiedenen Zementen wurden Pastenprismen mit einer Größe von $10 \times 10 \times 60 \text{ mm}$ hergestellt. Der Wasser/Feststoff-Wert betrug hierbei zwischen 0.26 und 0.30, um Pasten gleicher Konsistenz zu erhalten. Nach einem Tag wurden die Proben aus dem Formen genommen und ein Jahr bei 20°C über Wasser gelagert. Durch anschließende Trocknung bei 40°C bis zur Gewichtskonstanz wurde das freie Wasser entfernt und die Hydratation gestoppt.

Die Probenserien wurden in einem elektrischen Muffelofen auf Temperaturen zwischen 100 und 1000°C (in Schritten von 100°C je Serie) erhitzt, 12 h bei der gewünschten Temperatur gehalten und wieder abgekühlt. Die Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeit lag bei ca. $1^\circ\text{C}/\text{min}$, um Spannungen in den Prismen und daraus eventuell resultierende Risse zu vermeiden. Zur Untersuchung des Einflusses der durch die Löscharbeiten verursachten Rehydratation wurde jeweils die Hälfte der Prismen einer Serie rehydratisiert (12 h in Wasser, dann herausgenommen, 28 d bei 100% Luftfeuchte gelagert und dann bei 40°C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet). An den dehydratisierten und rehydratisierten Proben wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Druckfestigkeit (in kaltem Zustand)
- Röntgenographische Phasenanalyse
- Freier Kalk (Extraktionsmethode nach Franke)
- Gebundenes Wasser (Glühverlust bei 1050 °C)
- Porenstruktur (Quecksilberporosimetrie)

Weitere n i c h t thermisch beanspruchte Proben wurden mit der Dilatometrie auf Volumenveränderungen und mit der Differentialthermoanalyse DTA und -gravimetrie DTG auf Phasenumwandlungen untersucht.

Zur Messung der Haftung zwischen Zement und Zuschlagstoff wurde die indirekte Methode der Spaltzugfestigkeit gewählt, da alle Versuche mit direkten Methoden keine, verfälschte oder sehr breit gestreute Ergebnisse lieferten. Als Zuschlagstoffe wurden Quarzit, Basalt, Marmor und Grauwacke verwendet. Die Proben wurden mit einer Wasser/Feststoff-Wert der Zementpasten von 0.4 angesetzt und die Haftzugfestigkeit nach 1, 4 und 8 w gemessen.

Ein Teil der 8 w-Proben wurde 12 h bei 95 °C in einer Atmosphäre von 100% Feuchte gelagert. Ursprünglich war geplant, mit den Haftzugproben ein identisches Versuchsprogramm wie mit den reinen Zementproben durchzuführen. Da jedoch ein Austrocknen der Proben zu einem sofortigen Absinken der Haftung auf nahezu 0 führte, konnten die Messungen nur an feuchten Proben durchgeführt werden. Folgende Zemente wurden hergestellt und untersucht:

- Portlandzement
- Weißzement
- Antisulfatzement
- Portlandzement mit einem Anteil von 5 bzw. 10% aktivem Silica
- Portlandzement mit einem Zusatz von 1% Polyvinylalkohol
- Portlandzement mit einem Anteil von 5% Flugasche

3. Untersuchungsergebnisse

Für die Darstellung der Versuchsergebnisse wird auf den zusammenfassenden Gesamtbericht verwiesen, der in Kürze fertiggestellt sein wird.

Sonderforschungsbereich 148

Brandverhalten von Bauteilen

Teilprojekt B 7

**Chemische Einwirkung korrosiver Brandgasbestandteile
auf Stahlbeton**

beteiligte Wissenschaftler

Prof. Dr.-Ing. K.P. Großkurth

Dipl.Phys. W. Malorny

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1984 – 1986

Förderungsantrag 1983, S. 167 – 179

I n h a l t

| | Seite |
|--|-------|
| 1 Aufgabenstellung und Ziele des Teilprojekts B7 | 2 |
| 2 Transportverhalten von Chloridionen in Beton nach HCl-Einwirkung | 4 |
| 2.1 Diffusion von Chloridionen im Konstantklima | 6 |
| 2.2 Einfluß von Feuchtegradienten auf die Chloriddiffusion | 8 |
| 2.3 Röntgenmikroanalytische Chloridbestimmungen | 10 |
| 2.4 Chloriddiffusion bei überlagerten Temperatur- und Feuchtegradienten – Gradientenklimakammer | 12 |
| 3 Chemisch-mineralogische Auswirkungen chlorwasserstoffhaltiger Brandgaskondensate auf den Zementstein | 14 |
| 3.1 Röntgendiffraktometrische Bestimmung von Friedelschem Salz | 16 |
| 3.2 Chlorideinwirkung auf Calciummonosulfathydrat | 18 |
| 3.3 Ettringitbildung in chloridhaltigem Zementstein und Mörtel | 20 |
| 4 Chloridinduzierte Bewehrungsstahlkorrosion | 22 |
| 4.1 Betonstahlkorrosion in chloridhaltigen alkalischen Medien | 24 |
| 4.2 Chloridkorrosion mörtelüberdeckter Bewehrungsstähle | 26 |
| 4.2.1 Probenpräparation | 28 |
| 4.2.2 Elektrochemische Messungen zum Korrosionsnachweis | 30 |
| 4.2.3 Korrosionserscheinungen und analytische Untersuchungen | 32 |
| 5 Zusammenfassung | 34 |
| 6 Literatur | 36 |

1 Aufgabenstellung und Ziele des Teilprojekts B7

Brände unter Beteiligung einiger Polymerwerkstoffe können an Stahlbetonbauteilen zu Folgeschäden führen, welche die unmittelbaren, thermisch bedingten Schädigungen noch übertreffen. Dies gilt insbesondere für den weit verbreiteten Massenkunststoff PVC, bei dessen thermischer Zersetzung Chlorwasserstoffgas (HCl) gebildet wird. Salzsäurehaltige Brandgase bzw. -dämpfe entstehen jedoch auch im Verlauf der thermischen Zersetzung anderer flammwidrig ausgerüsteter Polymerwerkstoffe, da chlororganische Verbindungen zu den üblichen Brandschutzadditiven zählen. Schlagen sich diese in Form von Salzsäurekondensat auf Gebäudebauteilen nieder, so werden sie zwar von kalkhaltigen Baustoffen wie Beton bereits im oberflächennahen Bereich neutralisiert. Hierdurch wird ein weitergehender Säureangriff unterbunden. Die reaktiv gebildeten Chloride sind allerdings in Wasser leicht löslich und vermögen im Laufe der Zeit in den Baustoff einzudringen. Korrosionsbedingte Schäden an bewehrtem Beton können dann auftreten, wenn Chloride in hinreichender Konzentration bis zur Stahlbewehrung vordringen, wo sie den alkalischen Schutz von Stahl in Beton gefährden.

Aufgabe des Teilprojekts B7 war es, die im vorausgegangenen ersten Förderungsabschnitt begonnenen experimentellen Arbeiten zum Chloridtransport in Beton als Folge einer Beaufschlagung mit chlorwasserstoffhaltigen Brandgasen fortzuführen und mit der Untersuchung von Korrosionsvorgängen an Stahlbewehrungen zu verknüpfen.

Neben der Klärung grundsätzlicher Abhängigkeiten der Chloriddiffusion von den entscheidenden Betonparametern Zementart und -gehalt sowie Wasserzementwert, Hydratationsgrad und Karbonatisierung stand die Bestimmung des Einflusses der klimatischen Randbedingungen Temperatur und Feuchte auf die Chloridionenwanderung im Vordergrund. Im Sinne wirklichkeitsnaher Versuchsdurchführung sollte ein besonderer Schwerpunkt auf den Diffusionsexperimenten bei überlagerten Temperatur- und Feuchtegradienten liegen.

Begleitende rasterelektronenmikroskopische sowie röntgendiffraktometrische Untersuchungsmethoden in Verbindung mit der Röntgenmikroanalyse - nach Art der Anregung häufig auch als Elektronenstrahlmikroanalyse bezeichnet - sollten Aufschluß über chemisch-mineralogische Veränderungen des Zementsteins infolge Chlorideinwirkung sowie über Inhomogenitäten der Chloridverteilung erbringen. Es war zudem beabsichtigt, mit ihrer Hilfe Einblick in korrosionseinleitende Prozesse an den Stahlarmierungen bewehrter Probekörper zu gewinnen.

Das Teilprojekt B7 hat durch einen Großbrand in den Räumlichkeiten des Instituts während der inzwischen abgeschlossenen letzten Förderperiode einen schweren Rückschlag erlitten. Die gesamte Ausstattung der betroffenen Abteilung wurde stark in Mitleidenschaft gezogen. Ein Kernstück der apparativen Mittel des Teilprojekts, die eigens erstellte Klimakammer zur Außenbauteilsimulation, wurde ebenso wie eine Vielzahl von Versuchsprotokollen und Meßwertaufzeichnungen auf Datenträgern vollständig vernichtet. Von den ursprünglich gesetzten Zielen mußten daher Abstriche gemacht werden, welche in erster Linie den Untersuchungsschwerpunkt Transportvorgänge von Chloridionen im Beton betrafen.

2 Transportverhalten von Chloridionen in Beton nach HCl-Einwirkung

Zur Abschätzung der Korrosionsgefährdung der Bewehrung von Stahlbetonbauteilen durch nachträglich in den erhärteten Beton eindringende Chloride ist die Kenntnis der Chloridverteilung über den Bauteilquerschnitt und der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Chloridionen erforderlich. Die im Arbeitsbericht 1981-1983 [1] beschriebenen Untersuchungsreihen wurden durch weitere Messungen zur zeitabhängigen Veränderung der Chloridverteilungsprofile weitergeführt. Bezüglich Einzelheiten der Probenpräparation und Versuchsdurchführung sei auf den genannten Bericht verwiesen.

2.1 Diffusion von Chloridionen im Konstantklima

Der Einfluß der Zementart auf die Chloriddiffusion wurde an je einer Zementsteinserie mit $w/z = 0,4$ aus PZ 35 F und HOZ 35 L untersucht. Bild 1 zeigt die Höhe der sich einstellenden Chloridkonzentrationen für Portlandzement zu unterschiedlichen Zeitpunkten nach erfolgter Salzsäurebeaufschlagung. An reinen Zementsteinpasten gewonnene Ergebnisse können aufgrund struktureller Unterschiede zur Zementsteinmatrix von Betonen nicht von vornherein auf Betonbauteile übertragen werden. Zweck der Untersuchungen an Mörtelprobekörpern der Zusammensetzung 1 : 3 : 0,5 (Zement PZ 35 F : Kieszuschlag 0-4 mm : Wasser) war daher der Nachweis des Einflusses der Bindemittel-Zuschlag-Kontaktzonen auf die Chlorideindringung (Bild 2).

In Bild 3 sind die Chloridverteilungen in Zementstein aus PZ bzw. HOZ und Mörtel zu einem festen Zeitpunkt einander vergleichend gegenübergestellt. Diese, nach längeren Diffusionszeiten erhaltenen Meßergebnisse bestätigen die bereits in [1] getroffenen Aussagen:

Zementstein aus Hochofenzement setzt unter vergleichbaren Bedingungen der Chlorideindringung einen wesentlich höheren Widerstand entgegen als Portlandzementstein. Dagegen erfolgt die Chloridionenwanderung in Mörteln und Betonen schneller, so daß Konzentrationsunterschiede in kürzeren Zeiten ausgeglichen werden.

2.2 Einfluß von Feuchtegradienten auf die Chloriddiffusion

Das Eindringen von Chloridionen nach einer brandbedingten Beaufschlagung mit salzsäurehaltigen Brandgaskondensaten stellt keinen ausschließlich diffusionsgesteuerten Vorgang dar, wenn Feuchtebewegungen im Betongefüge dem Chloridtransport überlagert sind. Bauteile sind oftmals einem meist als eindimensional anzusehenden Feuchtegradienten ausgesetzt, der bei hohen relativen Feuchten der Umgebungsluft zur Oberflächendiffusion dünner Wasserfilme im Porenraum der Zementsteinmatrix führt. Bei gleichgerichteter Chloriddiffusion kann hieraus ein nicht vernachlässigbarer Beitrag zur Chlorideindringung resultieren [1].

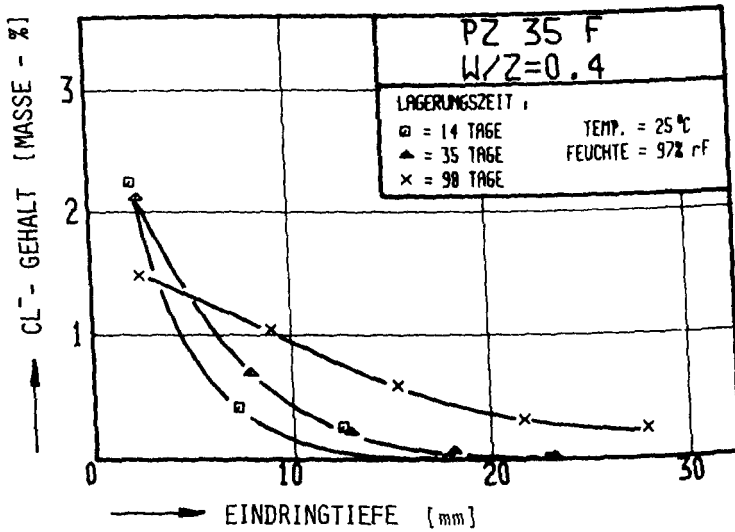


Bild 1: Chloridverteilung in Portlandzementstein in Abhängigkeit von der Diffusionsdauer, bezogen auf das Zementsteingewicht

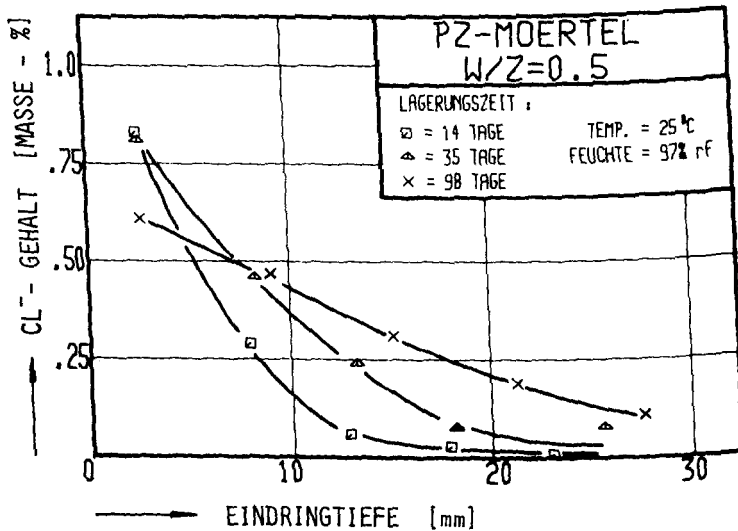


Bild 2: Chloridverteilung in Portlandzementmörtel in Abhängigkeit von der Diffusionsdauer, bezogen auf das Mörtelgewicht

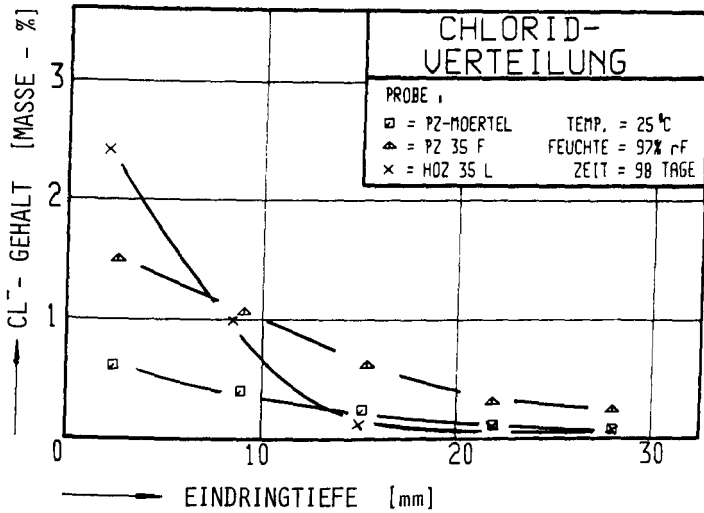


Bild 3: Chloridverteilung in Portlandzementmörtel, Portlandzementstein und Hochofenzementstein im Vergleich

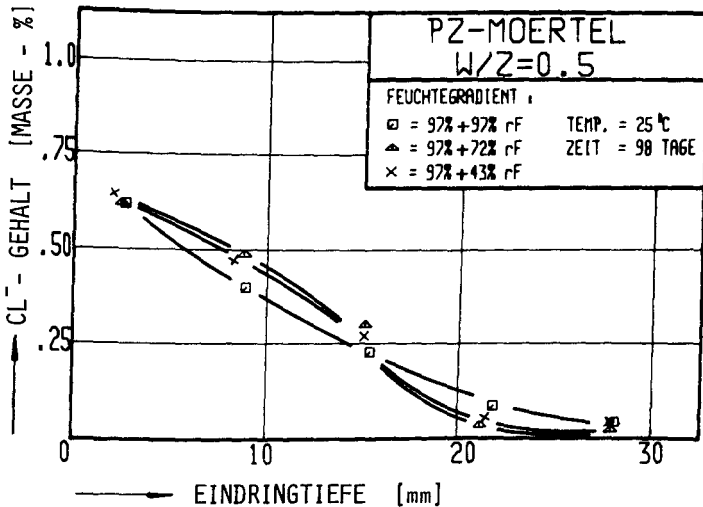


Bild 4: Einfluß von Feuchtegradienten auf die Chloridverteilung in Portlandzementmörtel

In Fortsetzung früherer Messungen zum Einfluß von Feuchtegradienten auf die Chloridionenwanderung zeigt Bild 4 die Chloridverteilungen nach 98 Tagen in Mörtelprobekörpern, an deren Chloridbeaufschlagungsseite für die Versuchsdauer eine relative Luftfeuchte von 97 % aufrechterhalten wurde, während an der abgewandten Seite der zylindrischen Proben eine relative Feuchte von 72 bzw. 43 % herrschte. Desweiteren ist der Darstellung die Chloridverteilungskurve eines feuchtegradientenfrei gelagerten Probekörpers zu entnehmen.

Es ergibt sich aus den Messungen, daß im Probenabschnitt geringerer Feuchte die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Chloridionen im Vergleich zur gradientenfreien Lagerung abnimmt, was auf den verminderten Porenwassergehalt und hiermit sinkende Ionenbeweglichkeit zurückzuführen ist. Dagegen ist im Bereich hoher Feuchte ein beschleunigender Effekt gegeben, der auf dem Feuchtetransport in der flüssigen Phase des Wassers beruht.

Beim Vergleich der beiden Chloridverteilungen fällt auf, daß die Verdoppelung des Feuchtegefälles zu keiner signifikanten Beeinflussung der Chloridverteilung führt. Dieses zunächst überraschende Ergebnis steht im Einklang mit dem nur geringfügigen Anwachsen des Wasserdampfstroms, welches mit der Verschärfung des Feuchtegradienten verbunden war und vor der Probekörperbeaufschlagung mit Salzsäurekondensat bestimmt wurde [1].

Als Fazit der Untersuchungen zur Chlorideindringung bei überlagerter Wasserdampfdiffusion bleibt festzuhalten, daß als Folge eines beständigen Feuchtetransports im Verlauf längerer Diffusionszeiten Chloridanreicherungen in bestimmten Tiefenlagen eines Bauteils, z.B. in Höhe der oberflächennahen Bewehrungslage, auftreten können. Vergleichbare Erscheinungen konnten in Modellversuchen zur Meerwasserbeanspruchung von Betonbauteilen in der Wechsel- bzw. Spritzwasserzone nachgewiesen werden [2],[3].

2.3 Röntgenmikroanalytische Chloridbestimmungen

Die zur Aufnahme von Chloridgehaltprofilen erforderlichen quantitativen Chloridbestimmungen erfolgten mittels potentiometrischer Titration des in heißer Salpetersäure vorgenommenen Probenaufschlusses mit Silbernitratlösung [1]. Daneben kam die energiedispersive Röntgenmikroanalyse in Verbindung mit dem eingesetzten Rasterelektronenmikroskop zur Anwendung. Diese gestattet, lokale Änderungen der Elementkonzentrationen in Probenmikrobereichen festzustellen und mit Gefügemerkmalen zu verbinden.

Die hohe Verlässlichkeit der quantitativen Mikroanalyse wird in Bild 5 durch Vergleich mit der bewährten, obengenannten naßchemischen Chloridbestimmungsmethode unter Beweis gestellt. Ein relatives Verfahren wie die quantitative Röntgenmikroanalyse ist auf Standards zur Kalibrierung angewiesen. Als solche dienten chemisch einfach aufgebaute Minerale oder sogar Reinelemente [1]. Die Verwendung von Multielement-

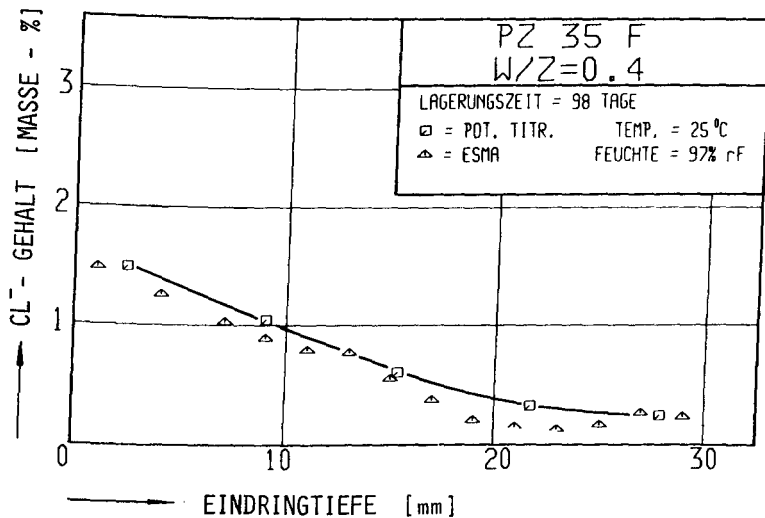


Bild 5: Chloridverteilung aufgenommen mittels Mikroanalyse (ESMA) im REM und durch potentiometrische Titration zum Vergleich

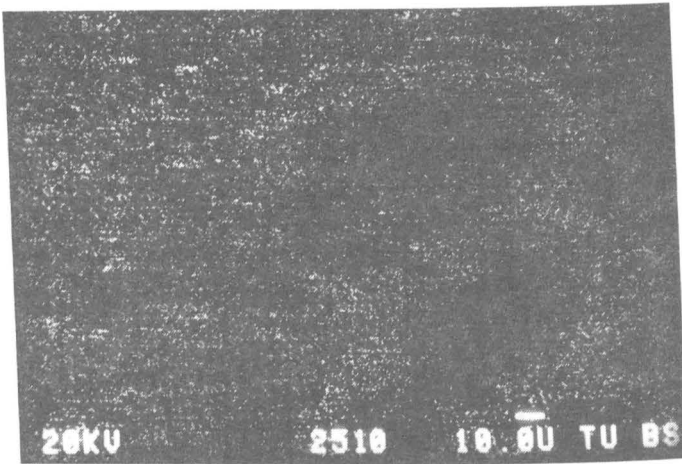


Bild 6: Elementverteilung von Chlor an Portlandzementstein-Anschliff (Röntgenstrahlaufnahme)

standards – bei der Röntgenfluoreszenzanalyse in der Regel unerlässlich – erbringt keine Vorteile. Es hat sich sogar gezeigt, daß auch sogenannte standardlose Bestimmungsverfahren, welche nach Fundamentalparametermethoden auf theoretisch berechnete Standards zurückgreifen, praktisch zu den gleichen Ergebnissen hinsichtlich der Chloridgehalte führten.

Verteilungsbilder des Elements Chlor, aufgenommen an Probekörperanschliffen aus PZ 35 F, belegen die nahezu gleichförmige Belegung des hydratisierten Zements mit Chloridionen (Bild 6). Bildflächen geringerer Punktdichte kommen Anschnitten unhydratisierter Zementkörner zu, welche in Bild 7 als hellere Flecken auszumachen sind. Der Hydratationsgrad ist nicht nur hinsichtlich der Gefügeverdichtung bedeutsam sondern auch bezüglich der Chloridbindung, da unhydratisierte Bestandteile offensichtlich keinen wesentlichen Beitrag zur chemischen Fixierung von Chloriden leisten.

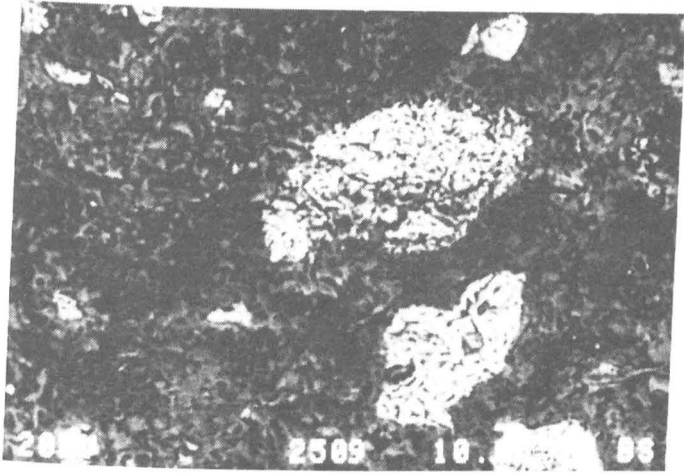


Bild 7: Gefügeaufnahme zu Bild 6; helle Stellen sind unhydrierte Bestandteile (Rückstreuелеlektronenaufnahme)

2.4 Chloriddiffusion in Stahlbetonbauteilen bei überlagerten Temperatur- und Feuchtegradienten – Gradientenklimakammer

In der Praxis unterliegen Außenbauteile über weite Teile des Jahres sowohl einem Feuchte- als auch einem Temperaturgradienten. Auf den beschleunigenden Einfluß eines über dem Bauteilquerschnitt liegenden Feuchtegefälles auf die in gleicher Richtung erfolgende Chloriddiffusion bei konstanter Temperatur wurde bereits im vorangegangenen Abschnitt 2.2 eingegangen. Von einem zusätzlich herrschenden Temperaturgradienten war ein weiterer, im Sinne wirklichkeitsnaher Versuchsdurchführung zu berücksichtigender Effekt auf den zeitlichen Ablauf der Chloridionenwanderung in zementgebundenen Baustoffen zu erwarten. Ursächlich hierfür ist die starke Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der absoluten Temperatur: Brodersen [4] weist als Ergebnis von Diffusionsversuchen mit chloridhaltigen Lösungen an dünnen Zementsteinscheiben einen exponentiellen Zusammenhang in Anlehnung an die bekannte Arrhenius-Gleichung nach. Gemäß seinen Untersuchungen verdoppelt sich der Chloriddiffusionskoeffizient im Falle der Probekörperlagerung in Tausalzlösungen (NaCl) bei Erhöhung der Temperatur von 15 °C auf 30 °C.

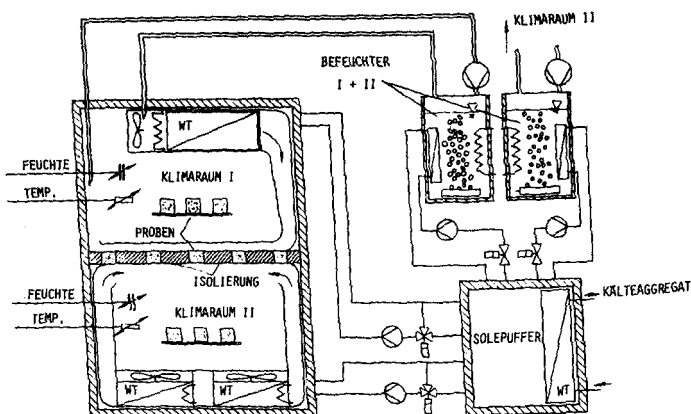


Bild 8: Prinzipskizze der neu erstellten Gradientenklimakammer

Zur Durchführung von Chloriddiffusionsexperimenten unter stationärem Wärme- und Feuchtigkeitsfluß wurde im vorausgegangenen Förderungsabschnitt ein Doppelklimaschrank entworfen und im Selbstbau errichtet [1]. Diese, im wesentlichen aus zwei getrennt klimatisierbaren Kammern mit einer gemeinsamen Trennebene bestehende Konstruktion diente auch zur temperaturgradientenfreien Probekörperlagerung. Der bereits eingangs erwähnte folgenschwere Institutsbrand machte den vollständigen Neuaufbau einer vergleichbaren Anlage erforderlich. Bild 8 demonstriert in einer Schemaskizze das grundsätzliche Prinzip der zwischenzeitlich wiederhergestellten Gradientenklimakammer, Bild 9 zeigt sie im Foto.

Die zur voneinander unabhängigen Klimatisierung der beiden Teilkammern benötigte Kälteleistung wird von einem gemeinsamen Kühlaggregat erbracht, welches die Temperatur des Solepuffers durch Ein-Aus-Regelung auf ± 1 °C konstant hält. Diesem Puffer wird durch je ein kontinuierlich arbeitendes Drei-Wege-Mischventil soviel Kühlsole entnommen, wie zur Aufrechterhaltung der gewählten Solltemperatur der jeweiligen Kammer erforderlich ist. Das gewählte Konzept führt zu einer sehr guten Temperaturkonstanz bei wirkungsvoller Unterdrückung von Regelschwingungen. Alternativ sorgen elektrische Lufterhitzer für die Erwärmung der Kammern.

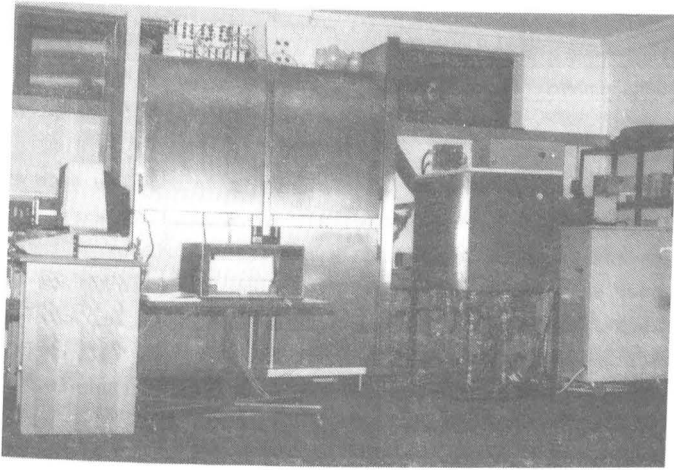


Bild 9: Foto der Gradientenklimakammer

Die gewünschte Luftfeuchtigkeit ergibt sich nach dem Prinzip der Feuchtesteuerung. Hierzu dienen zwei Taupunktbäder, in denen ein Luftstrom feuchtesättigt und auf Taupunktbadtemperatur gebracht wird, bevor er in die Kammer eintritt und die dortige Temperatur annimmt. Die Temperaturdifferenz zwischen Taupunktbad und zugehöriger Klimakammer bestimmt die Höhe der sich einstellenden relativen Luftfeuchte.

Die Lagerung von Proben unter eindimensionalen Temperatur- und Feuchtgradienten zur Simulation von Außenbauteilbedingungen erfolgt in der wärme- und feuchtigkeitsisolierenden Trennebene beider Kammern, so daß die Probenstirnseiten den jeweiligen beiderseitigen Klimaten ausgesetzt sind. Den erforderlichen hohen Wärmeübergang "auf der Wetterseite" gewährleistet ein leistungsstarker Gebläsesatz. Daneben erlaubt die Anlage naturgemäß auch eine gradientenfreie Probenkonditionierung bei zwei verschiedenen Klimaten.

Die adaptive Regelung geschieht digital mikroprozessorgeführt durch einen speziell entwickelten Algorithmus. Parallel zur Programmablaufsteuerung können Regelparameter und Einzelmeßwerte aufgezeichnet werden.

3 Chemisch-mineralogische Auswirkungen chlorwasserstoffhaltiger Brandgaskondensate auf den Zementstein

Die Eindringgeschwindigkeit von Chloridionen im Betongefüge nach einer Beaufschlagung mit chlorwasserstoffhaltigen Brandgaskondensaten wird maßgeblich vom Vermögen des Zementsteins bestimmt, Chloride chemisch reaktiv oder physikalisch adsorptiv zu binden. Darüber hinaus führt die Bindungsfähigkeit des Zementsteins zu einer Abnahme des Anteils am Gesamtchloridgehalt, der in der Porenflüssigkeit des Betons gelöst vorliegt. Es gilt als gesichert, daß allein dieses sogenannte "freie Chlorid" korrosionschemisch wirksam werden kann.

Bezüglich geeigneter Methoden zur Bestimmung des korrosionsbedeutsamen, freien Chloridgehalts bestehen derzeit noch eine Reihe von Unklarheiten: Während einige Autoren in Anlehnung an Tenoutasse die mit Ethanol extrahierbare Chloridmenge als Maß für die Chloridkonzentration der Porenlösung ansehen (siehe z.B. [5]), empfehlen andere [6], hierfür den kaltwasserlöslichen Anteil heranzuziehen. Um überhaupt eine Reproduzierbarkeit der Analysen zu gewährleisten, erfordert die Bestimmung des wasserlöslichen Teils genaues Einhalten von Extraktionsdauer, Lösungsmittel-Feststoff-Verhältnis und Probenzerkleinerungsgrad. Ein alternativ eingesetztes, aufwendiges Verfahren stellt das Auspressen der Porenlösung dar.

Aufgrund der bestehenden Unsicherheit wird daher nach Schadensfällen in der Regel der salpetersäurelösliche Chloridgehalt bestimmt, welcher weitestgehend mit dem Gesamtchloridgehalt identisch ist. Hierdurch findet auch die Tatsache Berücksichtigung, daß der gebundene Chloridanteil keine statische Größe darstellt. Vielmehr wird sowohl häufig eine Zunahme der Chlorideinbindung im Laufe der Zeit als auch, etwa infolge von Karbonatisierung, eine Abnahme beobachtet. Ein Kernpunkt für das Verständnis solcher Vorgänge ist die Stabilität chloridbindender Phasen, welche durch Veränderungen der Porenlösungszusammensetzung, des pH-Werts oder der Chloridkonzentration bestimmt wird.

Neben dem bewehrungsstahlbezogenen korrosionstechnischen Aspekt ist schließlich die Frage nach chloridbedingten Auswirkungen einer Salzsäurebeaufschlagung auf Struktur und Chemismus des Betongefüges selbst auch hinsichtlich dessen Dauerhaftigkeit zu stellen.

3.1 Röntgendiffraktometrische Bestimmung von Friedelschem Salz

Die chemische Bindung von Chloriden erfolgt überwiegend in Form des Friedelschen Salzes ($3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10 \text{ H}_2\text{O}$), eines chloridhaltigen Minerals, welches bei der Zementhydratation in Chloridgegenwart durch Reaktion mit dem Calciumaluminat sowie dem reaktionsträgeren Calciumaluminatferrit des Zementklinkers gebildet wird. In geringerem Maße können auch die Calciumsilikathydrate Chloride chemisch einbinden.

Richartz [7] berichtet über ein ettringitähnliches Chloridmineral, das in chloridionenreichen Porenlösungen ($> 10 \text{ g Cl}^-/\text{l}$) auftreten soll. Es besteht allerdings allgemeine Übereinstimmung, daß dem Friedelschen Salz die weitaus größte Bedeutung hinsichtlich der chemisch-reaktiven Bindefähigkeit beigemessen werden muß.

In Anbetracht der angeführten experimentellen Schwierigkeiten, den korrosionschemisch entscheidenden, freien Chloridgehalt zu bestimmen, wurde daher der Versuch unternommen, das Auftreten von Friedelschem Salz als Folge der Einwirkung salzsäurehaltigen Kondensats auf den erhärteten Zementstein qualitativ nachzuweisen und röntgenografisch zu quantifizieren.

Für die röntgenografische Phasenanalyse stand ein Diffraktometer der Fa. Philips mit Goniometer PW 1050 zur Verfügung. Gearbeitet wurde mit Cu-K α -Strahlung 40KV/35mA unter Verwendung eines Ni-K β -Filters.

Die Identifizierung der charakteristischen Reflexe ("Peaks") des Friedelschen Salzes erfolgte mit Hilfe der von Kuzel [8] angegebenen Röntgendaten, welche auch in der bekannten JCPDS-Datei [9] enthalten sind. Alternativ konnte sie ferner anhand des Röntgenbeugungsspektrums eigens synthetisch hergestellten Calciumaluminatchloridhydrats

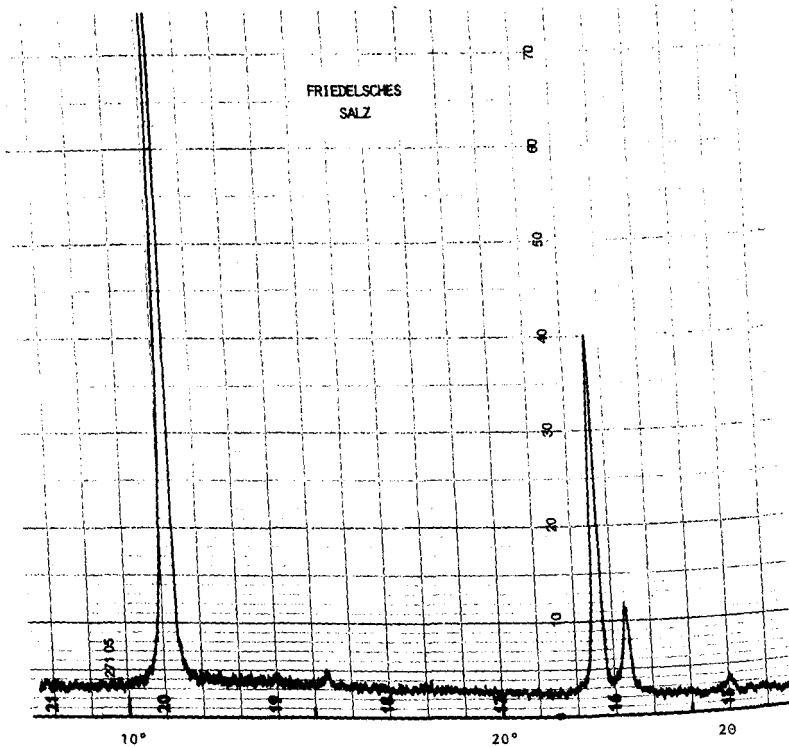


Bild 10: Röntgenbeugungsdiagramm von Friedelschem Salz

durchgeführt wurden, welches durch Reaktion stöchiometrischer Einwaagen von C_3A und $CaCl_2$ in entionisiertem Wasser bei Raumtemperatur phasenrein gewonnen wurde (Bild 10). Friedelsches Salz war in chloridhaltigem Zementstein bis zu Gesamtchloridgehalten von ungefähr 0,2 Masse-% bezogen auf den Zement stets nachweisbar.

Die quantitative Bestimmung von Friedelschem Salz geschah nach der Methode des äußeren Standards. Hierzu wurde eine Kalibrierstandardreihe aus dem auch für die Diffusionsproben benutzten Zementstein (PZ 35 F) durch Zumischen steigender Mengen an reinem Friedelschen Salz erstellt. Als Ergebnis der nachfolgend vorgenommenen Röntgenbeugungsaufnahmen konnte die Intensität-Konzentrationsbeziehung für dieses Zementmineral in PZ-Zementstein in Form einer Kalibrierkurve

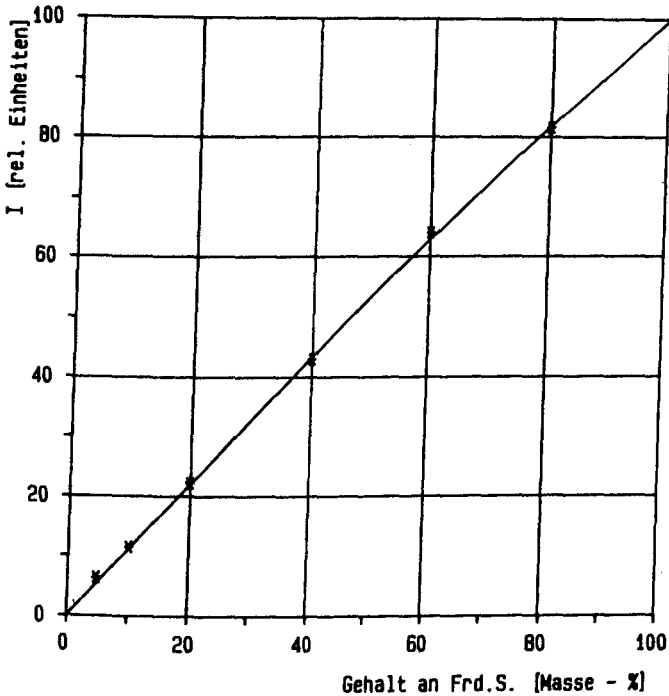


Bild 11: Kalibrierkurve zur Bestimmung von Friedelschem Salz in Portlandzementstein

dargestellt werden (Bild 11). Phasenbestimmungen an unbekannten Proben erfolgten durch Vergleich mit der Kalibrierkurve.

Als Intensitätsmaß diente die Peakfläche des stärksten Reflexes des Friedelschen Salzes bei $2\theta = 11,2^\circ$. Zur Peakintegration fand ein rechnerunterstütztes Digitalisiertableau Verwendung. Gegenüber einer Intensitätsbestimmung durch Ausmessen des Peakmaximums bietet die Peakflächenintegration den Vorteil weitestgehender Eliminierung des sogenannten Teilchengrößeneffekts, d.h. der Abnahme der Peakmaxima bei gleichzeitiger Zunahme der Halbwertsbreiten infolge Unterschreitens eines kritischen Teilchengrößenbereichs in der Größenordnung 0,1 bis 1 μm .

Aus den Messungen an salzsäurebeaufschlagten Portlandzementsteinprobenkörpern der Diffusionsversuchsreihen ergab sich, daß die im Friedelschen Salz gebundene Chloridmenge mit steigendem Gesamtchloridgehalt zwar absolut gesehen ansteigt, die relative Bindung jedoch abnimmt. Der aus einer Reihe von Bestimmungen festgestellte Maximalwert der Chloridbindung in Form des Friedelschen Salzes betrug 0,8 Masse-% bezogen auf den Zement. Zur Angabe der funktionalen Abhängigkeit des im Friedelschen Salz gebundenen Chlorids vom Gesamtchloridgehalt sind allerdings weitere Messungen unerlässlich.

3.2 Chlorideinwirkung auf Calciummonosulfathydrat

Die infolge der Einwirkung salzsäurehaltiger Dämpfe auf zementgebundene Baustoffe gebildete Menge an Friedelschem Salz hängt nicht allein vom C_3A -Gehalt des verwendeten Zements ab. Auch die Sulfatmenge ist bedeutsam, da von einer konkurrierenden Reaktion der Chloride einerseits und Sulfate andererseits mit Calciumaluminat bzw. seinen Hydraten ausgegangen werden muß. Während das Sulfat des Frischbetons vor allem im Zementmineral Ettringit gebunden vorliegt, stellt für den älteren Beton das Monosulfathydrat ($3 CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 12 H_2O$) die wichtigste sulfathaltige Verbindung dar. Röntgenografisch war letztgenanntes Mineral in den untersuchten Zementstein- und Mörtelproben jedoch nicht nachweisbar, wofür sein niedriger Kristallisationsgrad ursächlich gewesen sein dürfte.

Aufgrund der komplexen Phasenzusammensetzung und des hohen Anteils amorpher Calciumsilikathydrate am Zementstein sind Untersuchungen zu Phasenneu- und -umbildungen bei Schadstoffeinwirkung vielfach schwierig durchzuführen. Es empfiehlt sich daher, solche zunächst an den interessierenden, isolierten Reinphasen vorzunehmen. In diesem Sinne wurden Untersuchungen zur Chlorideinwirkung auf Calciummonosulfathydrat in Modellversuchen vorgenommen, da elektronenmikroskopische Beobachtungen an HCl-beaufschlagten Proben (siehe Abschnitt 3.3) auf eine chloridverursachte Freisetzung von Sulfat mit nachfolgender Neubildung von Ettringit hinwiesen.

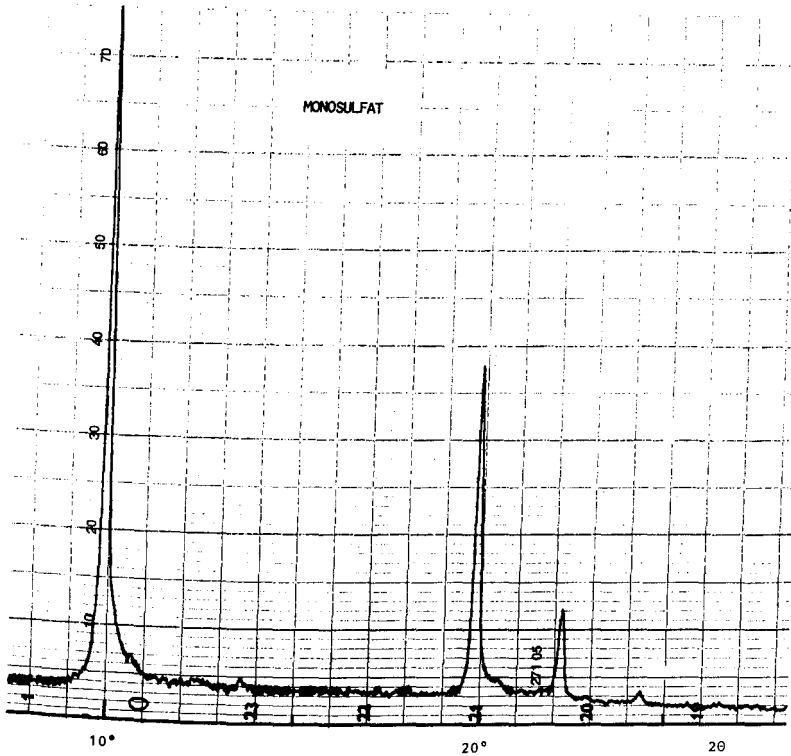


Bild 12: Röntgenbeugungsdiagramm von $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12 \text{ H}_2\text{O}$

Hierzu wurde Monosulfat aus stöchiometrischen Einwaagen an C_3A und $\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{ H}_2\text{O}$ (Gips) in wässriger Lösung bei 95°C hergestellt. Bild 12 weist die Phasenreinheit der synthetisch gewonnenen Phase anhand ihres Röntgendiffraktogramms nach. Jeweils 500 mg dieser Verbindung wurden in mehreren Ansätzen der Einwirkung 0,6-molarer, an Ca(OH)_2 gesättigter CaCl_2 -Lösung ausgesetzt. Über einen Zeitraum von 6 Wochen wurden Proben genommen, abfiltriert, schonend getrocknet und röntgenografisch analysiert. Es zeigte sich, daß neben Friedelschem Salz und Ettringit sehr schnell eine neue Phase gebildet wurde, welche anhand ihrer Peaks als die erstmals von Kuzel [8] beschriebene Verbindung der Zusammensetzung $6 \text{ CaO} \cdot 2 \text{ Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 24 \text{ H}_2\text{O}$ identifiziert werden konnte (Bild 13). Diese erwies sich im weiteren Verlauf als instabil. Nach Ablauf von insgesamt 6 Wochen bestand der feste Rückstand praktisch ausschließlich aus Ettringit und Friedelschem Salz (Bild 14).

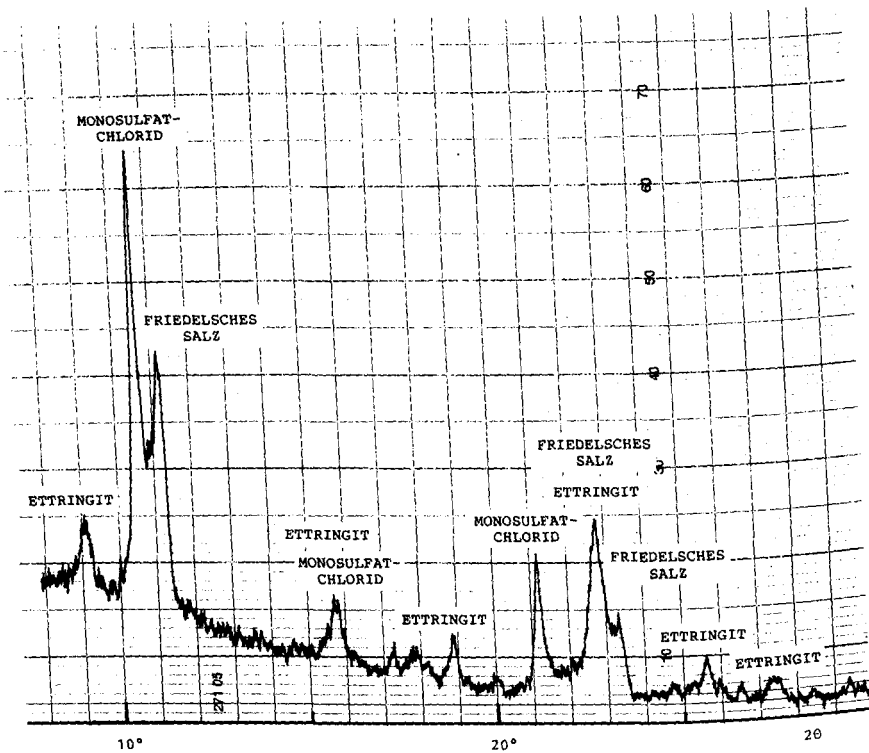


Bild 13: Röntgenbeugungsdiagramm neugebildeter Phasen nach Chlorid-
einwirkung auf Monosulfat; Reaktionszeit 24 h

Die beobachtete Instabilität des Monosulfats in Gegenwart chloridhaltiger Lösungen steht in Übereinstimmung mit Untersuchungsergebnissen von Lukas und Röck [10], welche Phasenänderungen durch Einwirkung von NaCl-Lösungen auf Hydrate des Systems $C_3A-CaSO_4-Ca(OH)_2$ studierten.

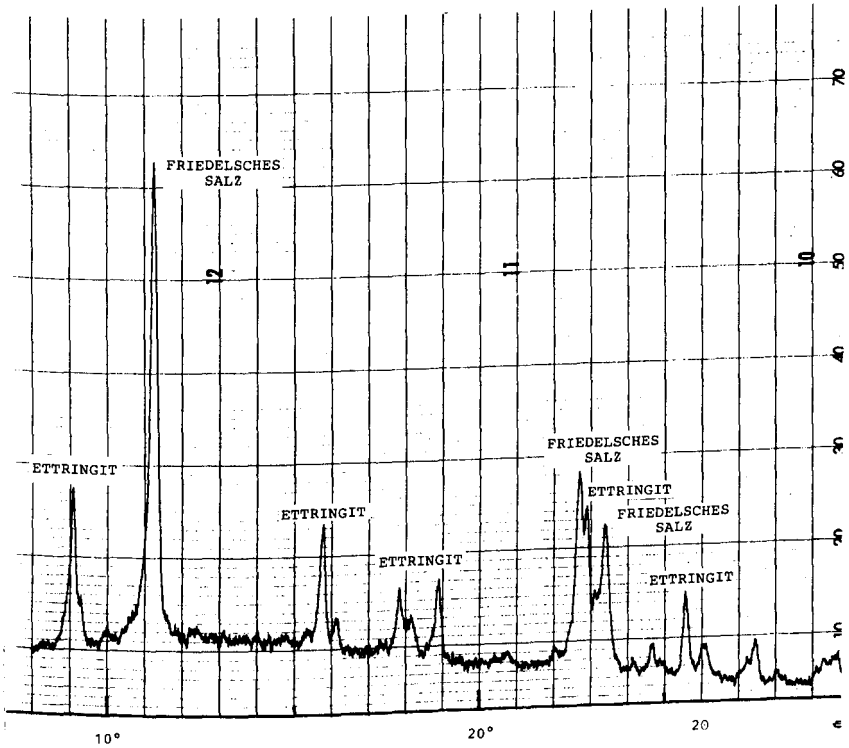


Bild 14: Röntgenbeugungsdiagramm neugebildeter Phasen nach Chlorid-
einwirkung auf Monosulfat; Reaktionszeit 6 Wochen

3.3 Ettringitneubildung in chloridhaltigem Zementstein und Mörtel

Die Neubildung von Ettringit konnte auch mikroanalytisch mit Hilfe des Rasterelektronenmikroskops an chloridenthaltendem Zementstein und Mörtel festgestellt werden. In Bild 15 sind derartige ettringitähnliche Kristallphasen zu erkennen. Sie waren allerdings mikroskopisch ausschließlich im stark chloridhaltigen Bereich an der Chloridein-
dringseite nachweisbar. Ihre Identifizierung erfolgte durch energie-
dispersive Röntgenmikroanalyse anhand ihrer charakteristischen Spek-
tren (Bild 16). Das Ergebnis der zugehörigen quantitativen Berechnung
ist Bild 17 zu entnehmen. Ein nennenswerter Einbau von Chlorid in die-

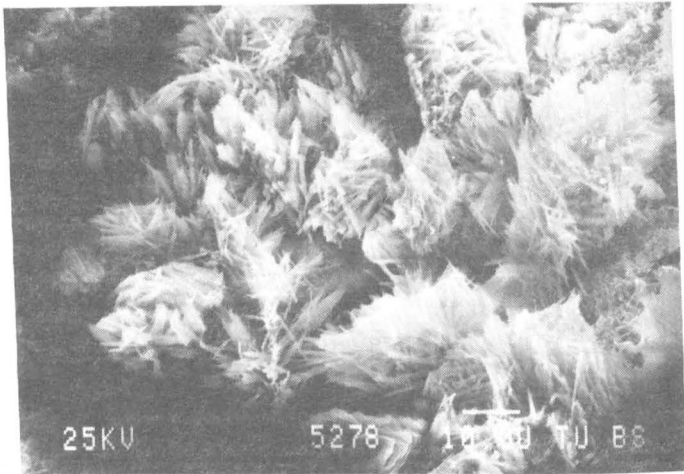


Bild 15: Neugebildeter Ettringit in chloridhaltigem Mörtel
(Sekundärelektronenaufnahme)

ses Zementmineral war mikroanalytisch wie auch durch integrale Röntgenbeugungsanalyse ebensowenig zu belegen wie eine von Richartz [7] beobachtete ettringitähnliche Trichloridhydratphase analog zum Trisulfathydrat.

Dorner [11] hat allerdings darauf hingewiesen, daß die Ettringitneubildung in hoch chloridhaltigem Beton auch auf eine Löslichkeitserhöhung der genannten Phase in Anwesenheit von Chloriden zurückzuführen sein kann.

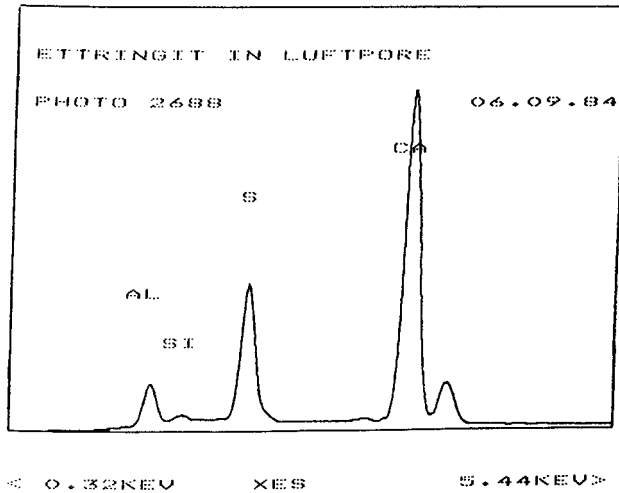


Bild 16: Röntgenspektrum von neu gebildetem Ettringit

SPECTRUM P5

SEP. 6, 1984

STANDARDLESS EDS ANALYSIS
(ZAF CORRECTIONS VIA MAGIC V)

| ELEMENT & LINE | K-RATIO | WEIGHT PERCENT | PRECISION 2 SIGMA | OXIDE FORMULA | OXIDE PERCENT |
|-------------------|---------|-------------------|----------------------|--------------------------------|------------------|
| AL KA | 0.0389 | 6.41 | 0.17 | AL ₂ O ₃ | 12.12 |
| SI KA | 0.0051 | 0.81 | 0.05 | SiO ₂ | 1.73 |
| S KA | 0.1009 | 12.22 | 0.18 | SO ₃ | 30.51 |
| CA KA | 0.3532 | 39.77 | 0.38 | CaO | 55.65 |
| O * | | 40.79 | | | |
| TOTAL | | | | | 100.00 |

* DETERMINED BY STOICHIOMETRY

Bild 17: Ergebnis der quantitativen Analyse;
Auswertung des Spektrums in Bild 16

4 Chloridinduzierte Bewehrungsstahlkorrosion

Bekanntlich erfahren Stahlbewehrungen im hochalkalischen Milieu des Betons eine korrosionsschützende Passivierung, welche die konventionelle Stahlbetonbauweise überhaupt erst möglich gemacht hat. Ursache hierfür ist die Bildung einer wenige Moleküllagen dicken Schicht aus Fe_2O_3 und Fe_3O_4 , welche im Bereich von pH 9 bis pH 13 erfolgt und die elektrolytische Eisenauflösung nahezu vollständig unterbindet. Es gibt jedoch zwei in der Praxis bedeutsame Mechanismen, welche den Korrosionsschutz der Bewehrung beeinträchtigen. Dies sind die Karbonatisierung der Betondeckung als Folge der von der Bauteiloberfläche ausgehenden Einwirkung der Luftkohlendensäure und der korrosive Angriff von Chloridionen auf die Stahlbewehrung. Im Falle der Korrosionsinitiation infolge Karbonatisierung beschleunigt die Gegenwart von Chloriden den Korrosionsangriff erheblich, wobei die Korrosionserscheinungen denen der atmosphärischen Korrosion von Eisen und Stahl ähneln.

Bei nichtkarbonatisiertem, also noch voll alkalisch reagierendem Beton können Chloride hinreichender Konzentration die Passivschicht des Bewehrungsstahls lokal durchbrechen und hierdurch Lochfraß herbeiführen. Wie die Beobachtung zeigt, weitet sich diese lokale Korrosionsform an unlegierten Stählen in der Folgezeit zu einem muldenförmigen oder gar großflächigen Angriff aus. Voraussetzungen sind in beiden praktisch bedeutsamen Fällen der Bewehrungsstahlkorrosion die Gegenwart von Feuchtigkeit und ein hinreichender Sauerstoffzutritt zur Bewehrung.

Die nachstehend beschriebenen Untersuchungen wurden bewußt auf das Phänomen der chloridverursachten Stahlkorrosion im nichtkarbonatisierten Beton beschränkt. Hierfür waren folgende Gründe maßgebend: Eine tiefreichende Karbonatisierungsfront im Stahlbeton stellt bereits für sich eine starke Gefährdung der Dauerhaftigkeit dar, welche geeignete Sanierungsmaßnahmen zur Wiederherstellung des alkalischen Schutzes erforderlich macht. Außerdem erfolgt die Chlorideindringung gegenüber der Karbonatisierung mit wesentlich höherer Geschwindigkeit. Insofern sind typische Chloridschäden meist gerade solche, welche in nichtkarbonatisierten Bauteilbereichen auftreten.

4.1 Betonstahlkorrosion in chloridhaltigen alkalischen Medien

Zur Abschätzung des Gefährdungspotentials, welches Chloridionen für Stahlbewehrungen im Alkalischen darstellen, wurden Untersuchungen zum unteren Grenzwert der Chloridkonzentration durchgeführt, dessen Überschreiten zu Lochkorrosion der Bewehrung führt. Diese wurden in Form potentiostatischer Halteversuche in Sauerstoff- und Calciumhydroxid-gesättigter Lösung als Modellporenlösung nichtkarbonatisierten Betons durchgeführt.

Der pH-Wert einer gesättigten $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung beträgt bei Raumtemperatur 12,6. Zwar liegt der pH-Wert von Betonporenlösungen aufgrund ihrer Gehalte an Alkalien vielfach über diesem Wert, wie Messungen verschiedener Autoren belegen (siehe z.B. [12]); doch sind diese leichter auslaugbar und in wesentlich geringerer Konzentration vorhanden als Calciumhydroxid, das aufgrund seines hohen prozentualen Anteils am Zementstein (ca. 20 Masse-% vom durchhydratisierten Portlandzement) verbunden mit geringer Löslichkeit (1,26 g pro Liter bei 20 °C) eine langhaltende Alkalitätsreserve darstellt.

Zur Prüfung kamen handelsübliche Betonstähle der Klassen IU und IIIU mit Durchmessern zwischen 8 und 16 mm. Diese wurden zur Vermeidung korrosionsstimulierender Oberflächeneffekte vor Versuchsbeginn abgedreht und feingeschliffen. Bis auf eine blanke, über den gesamten Umfang der Stahlrundstäbe reichende Fläche von 3 cm² wurden sie mit einer Epoxidharzbeschichtung versiegelt.

Der Meßaufbau der gewählten Anordnung zur Durchführung potentiostatischer Halteversuche wird schematisch in Bild 18 gezeigt. Die Stahlprobe als sogenannte Arbeitselektrode befindet sich im Zentrum der radialsymmetrischen Anordnung. Sie ist umgeben von einer Gegenelektrode aus Edelstahlblech, über welche der zur Potentialeinstellung erforderliche Strom eingespeist wird. Die Messung des Stahlpotentials erfolgte mittels einer Kalomelelektrode mit Haber-Luggin-Kapillare und zwischengesetztem Stromschlüssel. Der zur Belüftung verwendete technische Sauerstoff wurde zwecks Entfernung von CO₂-Verunreinigungen durch eine Waschflasche geleitet, die gesättigte Calciumhydroxid-Lösung mit Bodensatz enthielt.

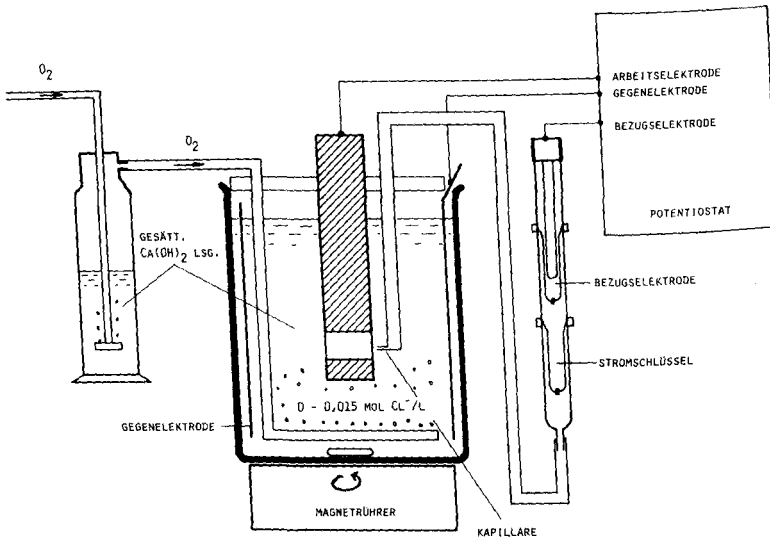


Bild 18: Skizze des Meßaufbaus für potentiostatische Halteversuche

Zwecks Simulation praxisnaher Verhältnisse erfolgten diese Versuche in der Nähe der Ruhepotentiale bei einheitlich -200 mV , gemessen gegen eine Kalomelbezugselektrode. Vor Versuchsbeginn wurde zunächst Stationarität des Ruhepotentials in dem zu Beginn chloridfreien Elektrolyten abgewartet (typisch zwei bis drei Stunden Einstellzeit). Anschließend wurde der Chloridgehalt der Lösung in Schritten von $0,005\text{ mol Cl}^-/\text{l}$ erhöht und nach jedem Schritt die Oberfläche durch leichtes Anritzen verletzt. Als Signal der Korrosionsaktivierung wurde der zeitliche Verlauf des Polarisationsstroms registriert.

Bei Repassivierung der Probenoberfläche war nur ein geringfügiger Stromimpuls zu messen, der unmittelbar anschließend auf die geringen Werte des Passivstroms abfiel. In diesem Fall wurde nach 15-minütiger Stromaufzeichnung das Anritzen ein weiteres Mal vorgenommen und gegebenenfalls nochmals wiederholt, bevor der Chloridgehalt der Lösung aufgestockt wurde. Der beschriebene Versuchsablauf wurde solange fortgesetzt, bis ein deutlich einsetzender, ansteigender Strom auf Beginn und Ausweitung des Korrosionsvorganges hinwies.

| Probe | 6 | 8 | 12 | 15 | 17 |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|
| krit. Cl ⁻ - Konzentration [mol/l] | 0,0125 | 0,0150 | 0,0150 | 0,0150 | 0,0100 |

Tabelle 1: Korrosionsauslösende Schwellwerte der Chloridkonzentration in belüfteter, alkalischer Modellporenlösung (pH 12,6)

Die Tabelle 1 zu entnehmenden Ergebnisse belegen, daß unterhalb einer Chloridkonzentration von 350 mg Cl⁻/l (= 0,01 mol Cl⁻/l) eine Korrosionsaktivierung nicht zu erzwingen war; vielmehr trat eine spontane Repassivierung der Elektroden ein. Als Grenzwertbandbreite kann ein Bereich von 350 bis 530 mg Cl⁻/l angesehen werden, oberhalb dessen Korrosion mit zeitlich ansteigender Intensität einsetzte.

Die dargestellten Ergebnisse stehen in guter Übereinstimmung mit von Henriksen [13] angegebenen Werten, der für einen von ihm untersuchten Stahl St 37 beim Potential von -200 mV vs. Kalomel eine Durchbruchkonzentration von 0,018 mol Cl⁻/l entsprechend 635 mg Cl⁻/l angibt. Rechberger [14] nennt für von ihm geprüfte unlegierte Betonstähle einen mittels gleichartiger Methodik gewonnenen Wert von 190 mg Cl⁻/l (= 0,0054 mol Cl⁻/l) in KOH-Lösung des pH-Werts 13, bestimmt bei dem allerdings sehr hohen Potential von 450 mV vs. Kalomel.

Tabelle 2 zeigt die Ergebnisse der im Anschluß an die Ritzversuche durchgeführten Messungen der freien Korrosionspotentiale. Berücksichtigt man, daß diese Proben bei einer dem chloridhaltigen Elektrolyten ausgesetzten Fläche von 3 cm² bestenfalls eine stecknadelkopf-große Korrosionsstelle nach Versuchsende aufwiesen, so wird die große Empfindlichkeit der Potentialmessung für den Nachweis des Aktiv/Passiv-Übergangs deutlich. Sie ist die Grundlage für den erfolgreichen, zerstörungsfreien Nachweis der Korrosion betonüberdeckter Bewehrungsstähle mittels Halbzell-Potentialmessung.

| Probe | 6 | 12 | 15 | 17 |
|--------|-------|-------|-------|-------|
| U [mV] | - 506 | - 513 | - 476 | - 508 |

Tabelle 2: Freie Korrosionspotentiale nach Korrosionsinitfierung

4.2 Chloridkorrosion mörtelüberdeckter Bewehrungsstähle

Bezieht man die in chloridhaltigem Zementstein oder Beton gemessenen Chloridgehalte auf den Gehalt an freiem, also bei 105 °C verdampfbarem Porenwasser, so ergeben sich rechnerische Chloridkonzentrationen, die um zwei bis drei Zehnerpotenzen über den genannten Grenzwerten liegen können, ohne daß Korrosionserscheinungen an den Stahlbewehrungen auftreten müssen.

Die Übertragbarkeit von Meßergebnissen aus Modellversuchen mit simulierten Beton- bzw. Zementsteinporenlösungen auf Stahlbetonbauteile ist offenbar aufgrund der heterogenen Betonzusammensetzung nicht von vornherein gewährleistet. Beton besteht - abhängig vom Porenraum und den klimatischen Randbedingungen - nur zu einem geringen Prozentsatz aus einem Elektrolyten, der zudem starken Wechselwirkungen mit dem ihn umgebenden vielphasigen Feststoffgerüst unterworfen ist. Insofern waren Untersuchungen zur Chloridkorrosion betonumhüllter Stähle ebenfalls durchzuführen. Aus Handhabungsgründen wurden hierfür bewehrte Mörtelprobekörper gewählt.

4.2.1 Probenpräparation

Die Herstellung dieser "Mörtelelektroden" erfolgte in Anlehnung an die bei Bäumel [15] beschriebene Vorgehensweise. Als Stahlbewehrungen dienten Betonstähle BSt III mit einem Durchmesser von 12 mm und einer Länge von 150 mm. Zur Vermeidung von Kanteneffekten wurde das im Mörtel befindliche Stabende zuvor mit Epoxidharz beschichtet. Die



Bild 19: Mörtелеlektrode für elektrochemische Untersuchungen

Zusammensetzung der Mörtelmischung betrug 1 : 3 : 0,6 (Zement : Kieszuschlag 0-4 mm : Wasser). Verwendet wurde Portlandzement 35 F. Als Schalung dienten PVC-Rohre mit 10 cm Höhe und 4 cm Durchmesser, so daß sich eine Überdeckung von 14 mm Stärke ergab. Bild 19 zeigt eine derartige Mörtелеlektrode. Die Probekörper wurden nach einem Tag ausgeschalt und anschließend zwecks Nachbehandlung 28 Tage in Wasser gelagert.

Hieran schloß sich die Lagerung in unterschiedlich konzentrierten Lösungen der Chloridkonzentration 0,01, 0,035, 0,07 und 0,14 mol Cl^-/l an. Nach etwa einem Jahr wurden die Proben entnommen und im Laborklima weitergelagert. Die nachfolgend beschriebenen Versuche wurden nach 20-monatiger Lagerung durchgeführt. Zu diesem Zeitpunkt waren an einigen Proben Rostverfärbungen auf der äußeren Zylindermantelfläche zu erkennen.

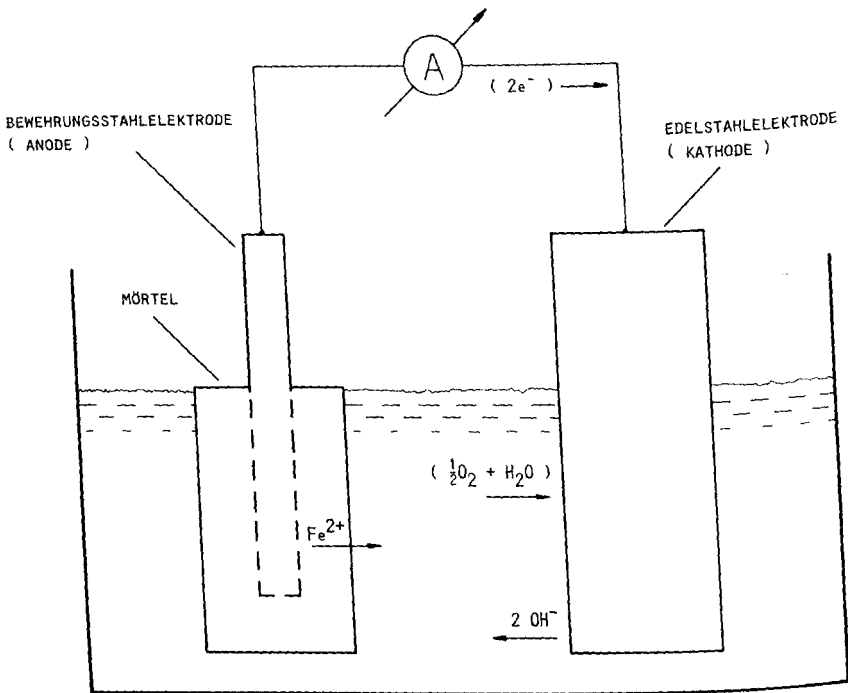


Bild 20: Skizze des Meßaufbaus für Zellstrommessungen

4.2.2 Elektrochemische Messungen zum Korrosionsnachweis

Zur zerstörungsfreien Feststellung, ob und in welchem Ausmaß im Laufe der langzeitigen Lagerung Chloridkorrosion der mörtelummüllten Stähle aufgetreten war, wurden Zellstrommessungen an einer Reihe von Proben aus dieser Serie durchgeführt. Das Prinzip der gewählten Meßanordnung ist Bild 20 zu entnehmen. Vor dem Einbringen der Probekörper in die calciumhydroxidgesättigte, sauerstoffbelüftete Lösung wurden die aus den Mörtelzylindern herausragenden Stahllenden mit Epoxidharz versiegelt und teilweise zusätzlich mit Paraffinwachs überschichtet, um einen elektrolytischen Stromschluß zwischen dem blanken Stahlabschnitt und dem mörtelummkleideten Teil zu verhindern.

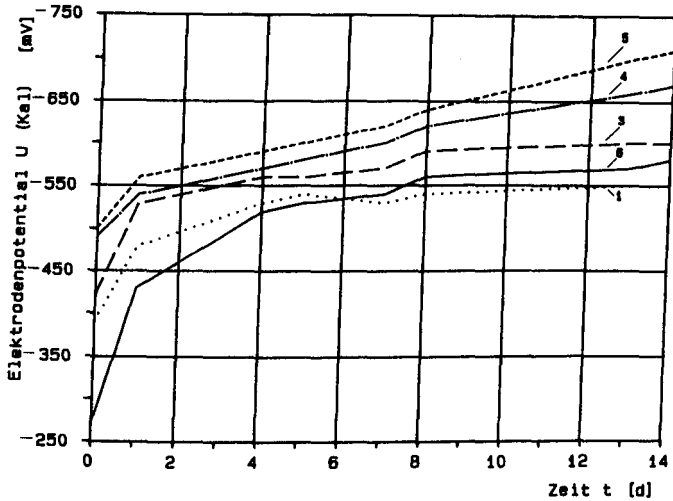


Bild 21: Zeitverlauf der Potentialeinstellung vor Beginn der Zellstrommessungen

Die elektrische Verbindung zu der jeweiligen Edelstahlkathode der einzelnen galvanischen Kurzschlußelemente geschah erst, nachdem sich die zuvor gemessenen freien Korrosions- bzw. Ruhepotentiale auf annähernd stationäre Werte eingestellt hatten. Dies erfolgte in einem Zeitraum von zwei Wochen. Bild 21 gibt den Zeitverlauf der Potentialeinstellung vom Beginn der Messung, welche 30 min nach Einbringen der Proben in den Elektrolyten einsetzte, bis zu ihrer Beendigung wieder.

Für die beobachtete Drift der Potentialmeßwerte dürften mehrere Gründe maßgebend gewesen sein: Mit der Aufnahme des wässrigen Elektrolyten in das Porengefüge der Mörtelzylinder wird die Sauerstoffzufuhr vermindert, die Leitfähigkeit des Betons erhöht und möglicherweise die Gesamtfläche der aktiven Korrosionsstellen vergrößert. Die Potentialmeßwerte der Proben Nr. 1, 6 und 8, welche frei von Chloridkorrosionserscheinungen waren, wie sich im nachhinein ergab, liegen zwar numerisch im oberen Bereich der gesamten Meßwertbandbreite. Doch sind die Differenzen zu wenig signifikant, um hieraus korrosionsbedeutsame Unterscheidungsmerkmale zwischen den Proben ableiten zu können.

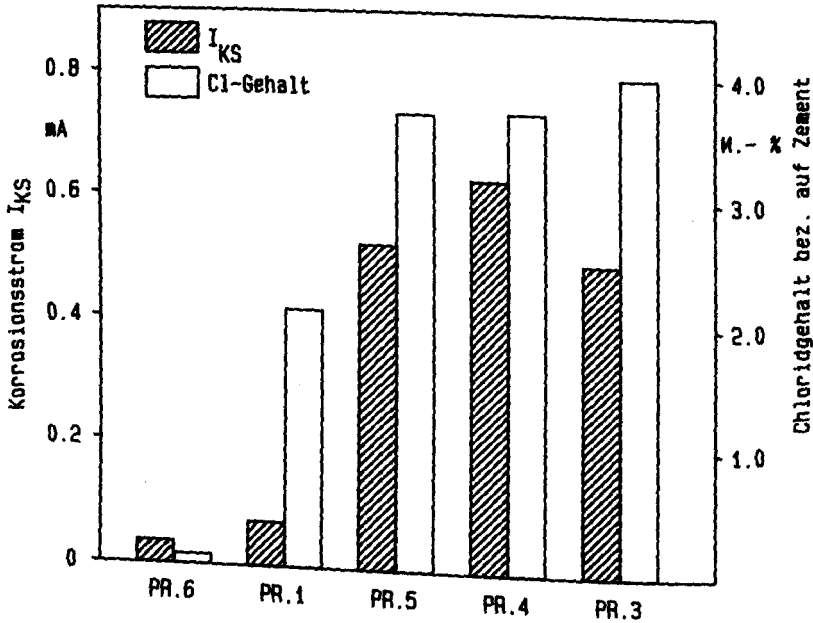


Bild 22: Gegenüberstellung der Zellstrommessungen und Cl^- -Bestimmungen

Deutlichere Unterschiede zwischen den betrachteten Proben traten dagegen bei den Zellstrommessungen auf. Bild 22 stellt in zwei einander überlagerten Diagrammen die Höhe der gemessenen Zellströme den nachträglich vorgenommenen Chloridgehaltbestimmungen gegenüber. Zwischen praktisch chloridfreien Proben sowie solchen mit maximal ca. 2 % Chlorid bezogen auf den Zementgehalt auf der einen Seite und Proben mit höheren Chloridgehalten andererseits ergibt sich ein augenfälliger Sprung in den Stromhöhen, worauf im weiteren noch eingegangen werden soll. Ursächlich für den vergleichsweise geringen registrierten Elementstrom der chloridkorrosionsfreien Proben waren Korrosionserscheinungen im Übergangsbereich Stahl/Mörtelzylinder infolge unzureichender Abdichtung des dort gebildeten Spalts. Sie dürften auch Ursache für die mangelnde Aussagekraft der oben beschriebenen Potentialmeßergebnisse gewesen sein.

4.2.3 Korrosionserscheinungen und analytische Untersuchungen

Nach Abschluß der elektrochemischen Messungen wurden die Stahlbewehrungen der Probekörper durch Spalt-Zug-Belastung freigelegt und hierdurch der visuellen Begutachtung sowie weiteren Untersuchungen zugänglich gemacht. Das Spalten der zylindrischen Proben erfolgte in Anlehnung an DIN 1048 in einer Zugprüfmaschine. Die hierzu erforderliche Kraft ist Tabelle 3 zu entnehmen. Aus der Gegenüberstellung mit den Ergebnissen der Chloridanalyse läßt sich eine etwaige Gefügeschwächung stark chloridhaltigen Betons nicht ableiten.

| Probe | PR.6 | PR.1 | PR.5 | PR.4 | PR.3 |
|--|------|------|------|------|------|
| Cl ⁻ - Gehalt bez. auf Zem. [%] | 0,08 | 2,08 | 3,68 | 3,70 | 4,00 |
| Bruchlast [kN] | 23,9 | 28,9 | 30,6 | 32,1 | 23,8 |

Tabelle 3: Ergebnisse der Spalt-Zug-Prüfung an chloridbelasteten Mörtелеlektroden

Bild 23 und Bild 24 dokumentieren den Zustand von Bewehrung und Mörtelbettung am Beispiel der Proben 1 und 5. Proben mit Chloridgehalten bis zu 2,1 % Cl⁻ bezogen auf die Zementmasse zeigten keine Anzeichen von chloridverursachter Korrosion. Hingegen wiesen Proben höherer Chloridgehalte – gemessen wurden Werte von 3,70 % bis 4,20 % Cl⁻ bezogen auf Zement – großflächigen Korrosionsangriff auf. Bild 25 zeigt eine rasterelektronenmikroskopische Gefügaufnahme einer korrodierten Probe. Die Mörtelbettung der Bewehrung ist mit Rostprodukten des Eisens bedeckt.

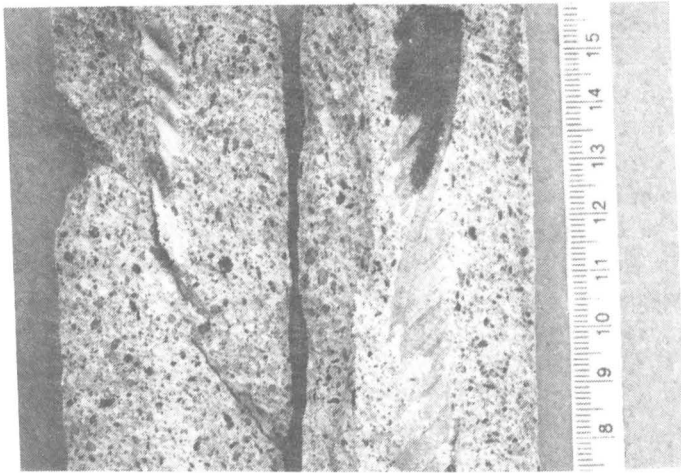


Bild 23: Chloridkorrosionsfreie Mörtелеlektrode nach Freilegen der Bewehrung; Chloridgehalt 2,08 M.-% bez. auf Zem.

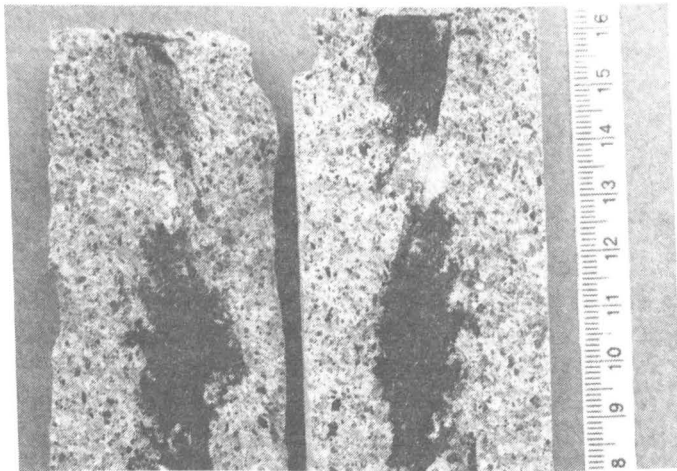


Bild 24: Durch Chloride korrodierte Mörtелеlektrode nach Freilegen der Bewehrung; Chloridgehalt 3,68 M.-% bez. auf Zement

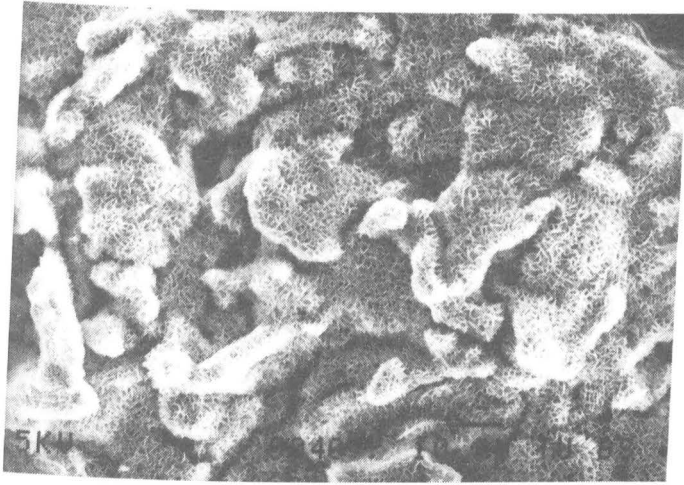


Bild 25: Von Korrosionsprodukten überzogene Mörtelbettung der Bewehrung (Sekundärelektronenaufnahme)

Dagegen ergaben röntgenmikroanalytische Messungen in der mikroskopisch dünnen, nach dem Aufspalten der Proben am Stahl haften bleibenden Zementsteinschicht, daß selbst lokale Chloridkonzentrationen von 2,15 Masse-% noch stahlverträglich waren. Diese Stahl-Mörtel-Kontaktzone zeichnet sich gegenüber der übrigen Bindemittelmatrix durch ihren erhöhten Portlanditgehalt aus. Dies belegt beispielhaft Bild 26 in einer rasterelektronenmikroskopischen Aufsicht der den Bewehrungsstahl bedeckenden Zementpaste. In Bildmitte sind plattige Portlanditkristalle zu erkennen. Das Röntgenspektrum dieser Stelle (Bild 27) verdeutlicht anhand des einzig registrierten, vom Calcium stammenden Peaks, daß eine nennenswerte, röntgenmikroanalytisch nachweisbare Aufnahme von Chlorid in Portlandit nicht stattfindet. Zum Vergleich ist dem Ausdruck ein typisches Zementsteinspektrum unterlegt.

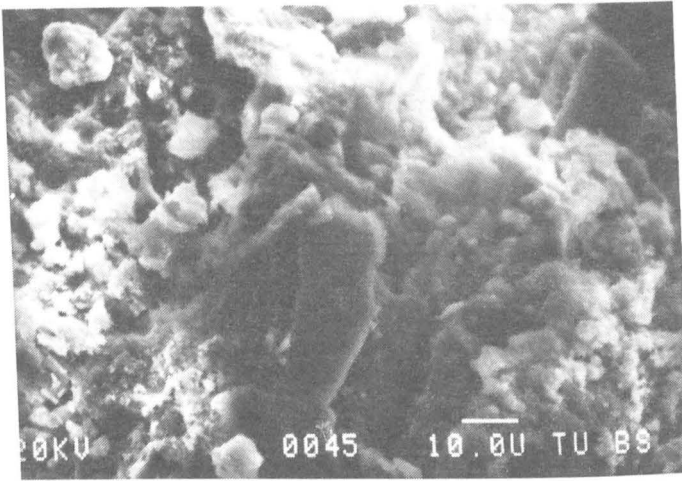


Bild 26: Portlanditkristalle im anhaftenden Zementstein der Bewehrung
(Sekundärelektronenaufnahme)

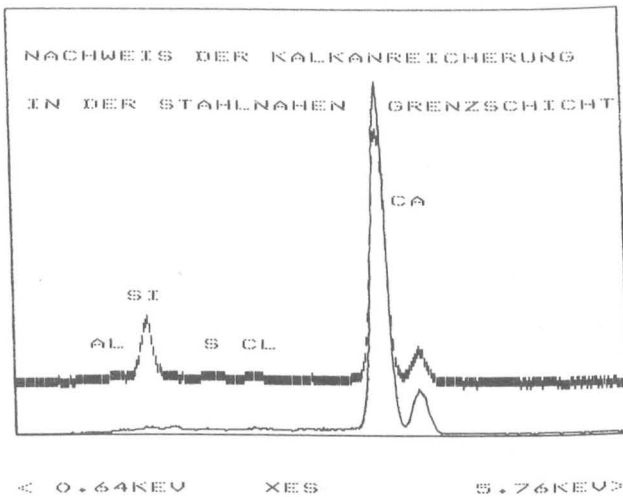


Bild 27: Röntgenspektrum der Portlanditkristalle von Bild 26;
hochgesetztes Spektrum: umgebender Zementstein

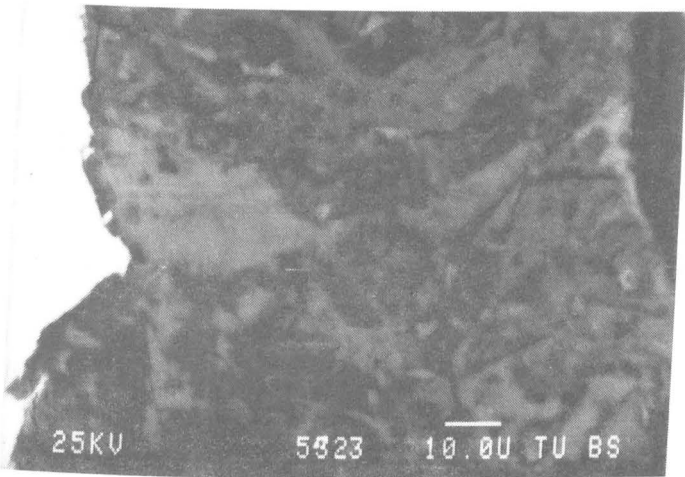


Bild 28: Anschliff der Stahl-Mörtel-Kontaktzone
(Rückstreuielektronenaufnahme)

Die der Stahlbewehrung zugewandte Seite dieser Grenzschicht kann im Querschliff der mikroskopischen Betrachtung zugänglich gemacht werden (Bild 28). Die in den Bildern 29 und 30 dargestellten Verteilungen der Elemente Calcium bzw. Silizium bestätigen die auch von anderen Autoren getroffene Feststellung der Kalkanreicherung in der Stahl-Beton-Grenzzone [16].

Es ist anzunehmen, daß diese stahlbenachbarte Grenzschicht entscheidend für die Auslösung chloridinduzierter Korrosionsvorgänge ist. Sie stellt eine lokale Alkalitätsreserve dar, welche in derartiger Form in reinen Elektrolytsystemen nicht auftritt. Möglicherweise ist sie auch der Grund für die gelegentlich in der Praxis gemachte Beobachtung, daß bei nominell gleicher Chloridkonzentration bezogen auf den Zementgehalt, Betone mit höherem Bindemittelgehalt eine größere Chloridverträglichkeit hinsichtlich der Bewehrungsstahlkorrosion aufweisen.

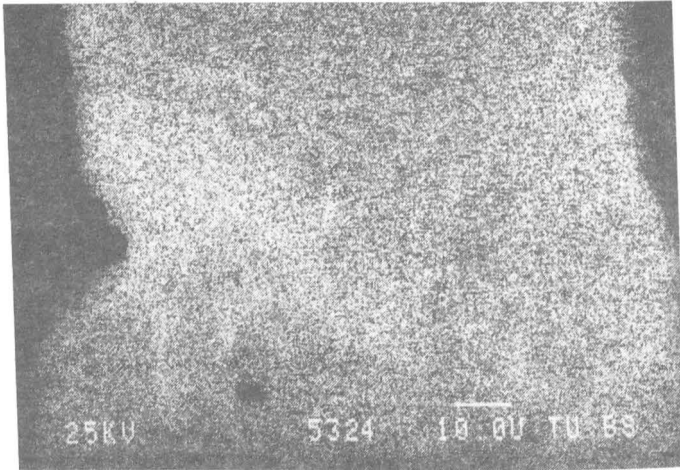


Bild 29: Calciumverteilung zu Bild 28 (Röntgenstrahlbild)

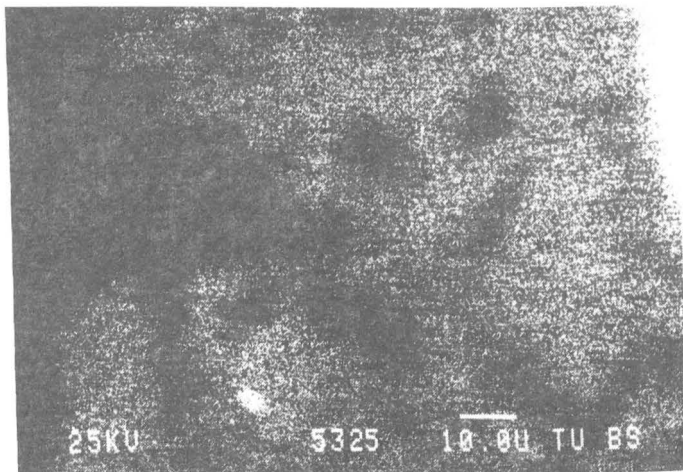


Bild 30: Siliziumverteilung zu Bild 28 (Röntgenstrahlbild)

5 Zusammenfassung

Im vergangenen Förderungszeitraum des Teilprojekts wurden die Untersuchungen zur Chloridioneneindringung in zementgebundene Baustoffe als Folge einer Brandgasbeaufschlagung fortgeführt. Im Sinne einer ganzheitlichen Betrachtung des Problemkreises Brandfälle unter Beteiligung chlorierter Polymerwerkstoffe wurde das Forschungsgebiet auf experimentelle Arbeiten zu chemisch-mineralogischen Veränderungen des Bindemittels Zementstein und zur chloridverursachten Bewehrungsstahlkorrosion ausgeweitet. Hierzu kamen verstärkt mikroanalytische Verfahren zum Einsatz.

Der aus Untersuchungen zur Einwirkung von Tausalzlösungen auf wassergesättigte Zementpasten bezüglich der Chlorideindringung bekannte höhere Widerstand von Hochofenzementen gegenüber üblichen Portlandzementen (siehe z.B. [4]) bestätigte sich auch für Probekörper mit nur teilweise flüssigkeitsgefülltem Porenraum, kennzeichnend für poröse Baustoffe im Gleichgewicht mit atmosphärischen Klimaten. Neben der Zementart üben Zementstein-Zuschlag-Kontaktzonen einen starken Einfluß auf die Chloriddurchlässigkeit aus, wie der Vergleich zwischen reinem Portlandzementstein und Mörtel mit gleichem Bindemittel erbrachte.

Ein der Chloriddiffusion überlagerter Feuchtetransport aufgrund eines Wasserdampfpartialdruckgefälles kann den Chloridtransport merklich stimulieren. Neben der Höhe des Feuchtigkeitsflusses im Bauteil ist hierfür die im Porenraum sorbierte Wassermenge über dem Bauteilquerschnitt maßgebend. Verglichen mit einer gradientenfreien Lagerung bei hohem Feuchtegehalt des Betons treten daher in Chloriddiffusionsrichtung sowohl Zonen erhöhten Chloridgehalts infolge beschleunigter Eindringung auf als auch solche verminderter Transportgeschwindigkeit. Dies bedeutet, daß im Laufe der Zeit Chloridanreicherungen in bestimmten Tiefenlagen eines Bauteils auftreten können.

Untersuchungen zum röntgenografischen Nachweis der chemischen Chloridbindung in Portlandzementstein ergaben, daß die nachträgliche Einwirkung von Chloriden als Folge von Diffusionsvorgängen zu einer bemerkenswert hohen Fixierung von Chlorid im Friedelschen Salz von maximal 0,8 Masse-% bezogen auf den Zement führte. Wie ergänzende

Versuche zur Einwirkung von Calciumchlorid in wässriger Modellporenlösung auf Monosulfat erbrachten, kann die Bildung des chloridbindenden Friedelschen Salzes nicht nur durch Reaktion mit sulfatfreiem Calciumaluminathydrat sondern auch mit dem genannten sulfathaltigen Zementmineral erfolgen.

Eine beachtliche Chloridbindekapazität von üblichem Portlandzement zeigte sich auch in den Untersuchungen zur Betonstahlkorrosion an stahlbewehrten Mörtelprobekörpern, welche allerdings allein die hohe Chloridverträglichkeit der Stähle von etwa 2 Masse-% bezogen auf den Zementgehalt nicht erklären kann. Elektronenmikroskopische Untersuchungsmethoden in Kombination mit der Röntgenmikroanalyse weisen darauf hin, daß integrale Verfahren der Chloridanalytik - seien es Gesamtchloridbestimmungen oder selektive Methoden zur Erfassung des sogenannten freien, korrosionschemisch wirksamen Chlorids - das Phänomen Schwellwerte der Chloridkorrosion in Stahlbeton nicht umfassend aufzuhellen vermögen. Vielmehr scheint bezüglich der chloridverursachten Bewehrungsstahlkorrosion den Eigenschaften der Stahl-Beton-Grenzschicht, welche sich in ihrer Struktur und Zusammensetzung wesentlich vom sonstigen Zementsteinsteingefüge unterscheidet, besondere Bedeutung zuzukommen. Diesen Sachverhalt näher aufzuklären, muß Gegenstand künftiger Forschung sein.

6 Literatur

- [1] Großkurth, K.P.; Malorny, W.: Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 Brandverhalten von Bauteilen, Teilprojekt B 7, S. 261 - 285, Braunschweig 1983.
- [2] Nürnberger, U.: Chloridkorrosion von Stahl in Beton. Teil 1. Betonwerk + Fertigteiltechnik 50 (1984), H. 9, S. 601 - 612.
- [3] Weigler, H.; Segmüller, E.: Einwirkung von Chloriden auf Beton. Betonwerk + Fertigteiltechnik 39 (1973), H. 8, S. 577 - 584.
- [4] Brodersen, H.A.: Zur Abhängigkeit der Transportvorgänge verschiedener Ionen im Beton von Struktur und Zusammensetzung des Zementsteins. Dissertation RWTH Aachen 1982.
- [5] Tritthart, J.: Bewehrungsstahlkorrosion - Zur Frage des Chloridbindevermögens von Zement. Zement-Kalk-Gips 37 (1984), H. 4, S. 57 - 61.
- [6] Rauen, A.: Laboruntersuchungen zur chloridbedingten Korrosion von Stahl in Beton. "Aus unseren Forschungsarbeiten". Veröffentlichung des Lehrstuhls für Massivbau der TU München, 1983, S. 30 - 35.
- [7] Richartz, W.: Die Bindung von Chlorid bei der Zement erhärtung Zement-Kalk-Gips 22 (1969), H. 10, S. 447 - 456.
- [8] Kuzel, H.-J.: Röntgenuntersuchungen im System $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot n \text{ H}_2\text{O} - 3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot n \text{ H}_2\text{O} - \text{H}_2\text{O}$. Neues Jahrbuch für Mineralogie, Monatshefte, 7 (1966), S. 193 - 200.
- [9] McClune, W.F. (Hrsg.): Powder Diffraction File, Inorganic Phases, JCPDS International Centre for Diffraction Data, Swarthmore, Pennsylvania.
- [10] Lukas, W.; Röck, R.: Phasenänderung durch die nachträgliche Einwirkung von Chlorid auf Hydrate des Systems $\text{C}_3\text{A}-\text{CaSO}_4-\text{Ca}(\text{OH})_2$. Zement-Kalk-Gips 35 (1982), H. 6, S. 328 - 332.
- [11] Dorner, H.; Rippstain, D.: Einwirkung wässriger Natriumchloridlösung auf Ettringit. TIZ-Fachberichte 109 (1985), H. 9, S. 680 - 683.

- [12] Odler, I.; Stassinopoulos, E.N.: Über die Zusammensetzung der Porenflüssigkeit hydratisierter Zementpasten. TIZ-Fachberichte 106 (1982), H. 6, S. 394 - 401.
- [13] Henriksen, J.F.: The Corrosion and Protection of Steel in Saturated Ca(OH)_2 Contaminated with NaCl. Corrosion Science 20 (1980), S. 1241 - 1249.
- [14] Rechberger, P.: Elektrochemische Modellversuche zur Frage der chloridinduzierten Betonstahlkorrosion. Zement-Kalk-Gips 36 (1983), H. 10, S. 582 - 590.
- [15] Bäuml, A.: Die Auswirkungen von Betonzusatzmitteln auf das Korrosionsverhalten von Stahl in Beton. Zement-Kalk-Gips 12 (1959), H. 7, S. 294 - 305.
- [16] Monteiro, P.J.M.; Gjorv, O.E.; Mehta, P.K.: Microstructure of the Steel-Cement Paste Interface. Cement and Concrete Research 15 (1985), S. 781 - 784.

Sonderforschungsbereich 148
- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt C3
Natürlicher Brand - seine Einflußparameter
in kleinen und großen Brandräumen

beteiligte Wissenschaftler:

Dipl.-Ing. J. Blume
Dr.-Ing. R. Dobbernack
Dipl.-Phys. E. Hagen
Dr.-Ing. A. Haksever

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1984 - 1986

Die Teilprojekte C1 und C2 im Projektbereich C (thermische Prozesse) des Sonderforschungsbereichs 148 hatten im Jahre 1980 ihre Arbeiten abgeschlossen. Da zu diesem Zeitpunkt gut fundierte Kenntnisse zur Beschreibung der Zeitfunktionen beim Brandverlauf unter Berücksichtigung der wichtigsten brandbeeinflussenden Parameter fehlten, wurde im Jahre 1981 ein neues Teilprojekt (C3) konzipiert. Es hatte die Zielsetzung, weitere grundlegende Erkenntnisse über die Brandentstehung und -ausbreitung zu gewinnen. Die Aufgabenstellung umfaßte:

- a) die Untersuchung des Brandablaufs in Großbrandräumen,
- b) die Beurteilung der Wirkung natürlicher Brände auf die umgebenden Bauteile und Baustoffe,
- c) die Überprüfung der vorhandenen Wärmebilanzmodelle anhand der Versuche.

Die wichtigsten brandbeeinflussenden Parameter in Großbrandabschnitten - beispielsweise in Industriehallen - sind in Bild 1 zusammengestellt. Sie setzen sich zusammen aus den Brandlasten nach Art, Größe und Verteilung, den Ventilationsbedingungen im Brandraum, der Brandraumgeometrie sowie aus den thermischen Eigenschaften der umgebenden Bauteile. Diese Parameter bestimmen in gegenseitiger Interaktion die Temperaturverteilung, Energie- und Massenströme, Pyrolyseraten des Brandguts sowie die Zusammensetzung der Abgase in einem Raum während einer Brandentwicklung.

Im grundsätzlichen Unterschied zu anderen Forschungsarbeiten aus dem Bereich der natürlichen Brände wurde in diesem Teilprojekt der Schwerpunkt auf die Erforschung der Brandphänomene in größeren Brandabschnitten unter Einbeziehung des gesamten Brandablaufs gelegt. Dieses Vorgehen war deshalb sinnvoll, da national sowie international lediglich Brände in kleineren Brandräumen oder im Labormaßstab untersucht worden sind.

Weiterhin sollten die Brandversuche eine Überprüfung der Gültigkeitsgrenze der in der Fachliteratur vorhandenen Ansätze für Wärmebilanzen ermöglichen.

Tabelle 1: Brandhäuser des Teilprojekts C3

| | kleiner Brandraum Braunschweig (Tresorbrandhaus) | großer Brandraum Braunschweig (Loreley) | Brandraum "DOM" MPA Dortmund | Brandraum Espoo (klein) | Brandraum Espoo (groß) |
|---|---|---|--|---|--|
| Abmessung (LxBxH) | 3,5 x 3,5 x 3,1 | maximal 9,5 x 4,0 x 2,2 | 8,0 x 10,0 x 8,0 | 3,6 x 2,4 x 2,4 | maximal 24,0 x 7,2 x 4,0 |
| Besonderheiten | Messung der Abbrandrate horizontale und vertikale Zwangsventilation | Variation der Brandraum- geometrie gute Variier- barkeit der Zwangsventilation | großes Brand- raumvolumen große Raumhöhe | Messung der Abbrandrate natürliche und Zwangs- ventilation internationale Vergleich- barkeit | Variierbarkeit der Ofen- geometrie Variierbarkeit der Ventilati- onsbedingungen Bestimmung der Gesamtenergie- freisetzung über O ₂ -Ver- brauch ortsabhängige Messung der Abbrandraten |
| Anzahl der durchge- führten Versuche | ~ 70 | 5 | 6 | 6 | 38 |

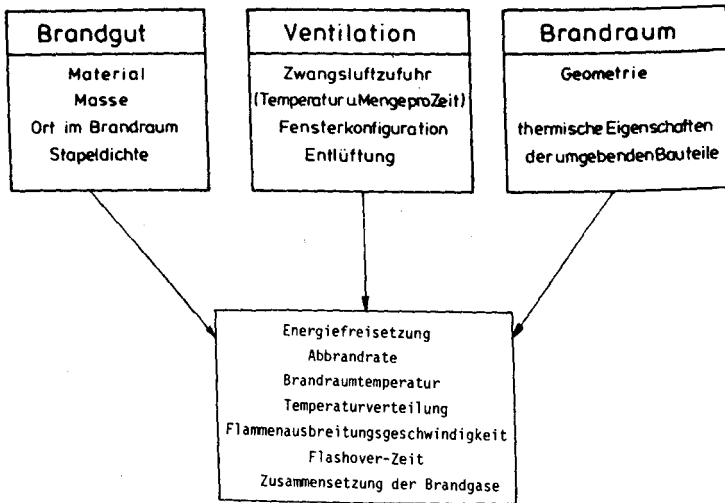


Bild 1: Einflußparameter eines natürlichen Brandes

In der ersten Förderungsperiode des Teilprojekts C3 des Sonderforschungsbereichs 148 wurden bereits Erkenntnisse und Erfahrungen über den Brandablauf in charakteristischen, jedoch wesentlich unterschiedlichen Brandräumen gewonnen. In der folgenden Förderungsperiode, über die in diesem Beitrag berichtet wird, wurde hieran angeknüpft, um durch weitere gezielte Durchführung von Brandversuchen in Großbrandräumen die speziellen Phänomene sowohl eines Vollbrandes (Post-Flashover-Phase) als auch eines Entstehungsbrandes (Pre-Flashover-Phase) wirklichkeitsnah zu erfassen. (Als Material wurden bei allen Versuchen Holzkrippen verwendet.)

Seit Bestehen des Teilprojekts C3 ist es gelungen, Daten und Erkenntnisse von natürlichen Bränden mit unterschiedlichen Holzbrandlasten, Brandlastverteilungen und Ventilationsbedingungen in kleinen und großen Brandräumen zu gewinnen. Die Kleinversuche wurden in Abstimmung mit den bislang im Ausland durchgeführten Kleinversuchen geplant und als ergänzende Versuche betrachtet. In Tabelle 1 sind die vom Teilprojekt C3 in verschiedenen Brandhäusern durchgeführten Versuche zusammenfassend wiedergegeben. Aus der Tabelle können die Abmessungen und Besonderheiten der Brandräume entnommen werden.

Entsprechend der Zielsetzung des Teilprojekts C3, die brandbeeinflussenden Parameter überwiegend durch Versuche zu bestimmen, wurden in der abgelaufenen Förderungsperiode mit Zustimmung der Deutschen Forschungsgemeinschaft Großbrandversuche im "Technical Research Centre of Finland (VTT)" durchgeführt. Diese Versuchsanstalt verfügt über eine geeignete geschlossene Experimentierhalle mit Versuchsaufbaumöglichkeiten und kompletten Meßeinrichtungen. Solche Möglichkeiten standen in der Bundesrepublik Deutschland nicht zur Verfügung. Durch die Wahl der VTT-Versuchshalle sind somit erhebliche Kosten gespart worden.

In Tabelle 2 sind die im Versuch gemessenen physikalischen Größen zusammengestellt.

- 1- Temperaturverteilung
 - a) im Raum
 - b) vor der Fassade
- 2- Gasanalyse
 - a) an verschiedenen Stellen im Brandraum
 - b) an der Ventilationsöffnung (Abgaskonzentrationen)
- 3- Energieströme in die Wand und Bauteile
- 4- Abbrandrate (örtlich)
- 5- Verbrauch an Sauerstoff (\Rightarrow Gesamtenergiefreisetzungsrate)
- 6- Brandausbreitung
- 7- m-Faktoruntersuchung
- 8- Äquivalente Branddauer
- 9- Optische Datensammlung
 - a) Brandausbreitung
 - b) Flashover
 - c) Rauchgasdichte
 - d) neutrale Ebene an der Öffnung
 - e) Rauchgasschichthöhe im Brandraum

Tabelle 2: Meßgrößen der Brandversuche in Espoo/Finnland

Durch die Auswertung und Analyse der Großbrandversuche ist es jetzt möglich, den Einfluß der wichtigsten brandbeeinflussenden Parameter qualitativ und teilweise quantitativ zu erfassen. Die in ihrer Auswirkung auf das Brandgeschehen einander gegenseitig beeinflussenden Parameter konnten hinsichtlich ihrer Brandwirkung entkoppelt werden. Aus im Teil 1 der beiden folgenden Beiträge erläuterten Gründen sind genaue und umfassende quantitative Analysen nur in Einzelfällen möglich.

Erste in den Versuchen gewonnene Erfahrungen konnten bereits bei der Planung von Brandversuchen in Tunneln eingebracht und umgesetzt werden. Diese Versuche werden im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprojekts des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig und des VTT durchgeführt.

Der vorliegende Arbeitsbericht über den Zeitraum 1984 - 86 enthält zwei Teilberichte. Der erste informiert detailliert über die in großen Brandabschnitten (Espoo/Finnland) durchgeführten Versuchsreihen. Der zweite geht auf die rechnerische Behandlung dieser Versuche mit vorhandenen Wärmebilanzprogrammen ein, die entweder im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz entwickelt worden waren oder aus den USA übernommen werden konnten.

Eine kritische Sichtung dieser und weiterer, dem Teilprojekt C3 zugänglicher Programme zur Darstellung der Brandentwicklung in Brandräumen wird im Schlußbericht des Teilprojekts erscheinen.

Gleichfalls im Schlußbericht wird eine Arbeit über die Bewertungsmöglichkeit des Abbrandverhaltens unterschiedlicher Brandlasten zur Bestimmung von auf den Normbrand bezogenen äquivalenten Branddauern veröffentlicht werden.

DER NATÜRLICHE BRAND
BRANDVERSUCHE IN GROSSEN BRANDABSCHNITTEN

von

E. Hagen

Inhaltsverzeichnis

| | |
|--|----|
| 1 Einleitung..... | 1 |
| 2 Ziele und Aufgaben der experimentellen Forschung im Teilprojekt C3..... | 2 |
| 2.1 Stand der Kenntnis..... | 2 |
| 2.2 Notwendigkeit der experimentellen Erforschung von Bränden in großen Brandabschnitten..... | 5 |
| 2.3 Überblick über die in der Förderungsperiode 1983-1986 zu erarbeitenden Teilziele..... | 6 |
| 3 Die Brandversuche im Technical Research Centre of Finland..... | 7 |
| 3.1 Wahl des Versuchsstandes..... | 7 |
| 3.2 Aufbau des Versuchstandes..... | 8 |
| 3.3 Überblick über die durchgeführten Versuche..... | 10 |
| 3.4 Meßgrößen und verwendete Meßsysteme..... | 14 |
| 3.4.1 Allgemeine Angaben..... | 14 |
| 3.4.2 Temperaturmessung..... | 15 |
| 3.4.3 Bestimmung der Abbrandrate..... | 15 |
| 3.4.4 Bestimmung der Energiefreisetzung..... | 16 |
| 3.4.5 Bestimmung der Dicke der Heißgasschicht..... | 20 |
| 3.4.6 Bestimmung der Flammenausbreitungsgeschwindigkeit..... | 20 |
| 3.4.7 Bestimmung der Rauchgaskomponenten im Brandraum..... | 20 |
| 3.4.8 Bestimmung der Temperaturverteilung vor der Fassade..... | 21 |
| 3.4.9 Bestimmung der Gasgeschwindigkeiten..... | 21 |
| 3.4.10 Bestimmung des Energiestromes in die Brandraumwände..... | 22 |
| 3.4.11 Liste der verwendeten Meßgeräte..... | 22 |
| 4 Versuchsergebnisse..... | 24 |
| 4.1 Generelle Anmerkungen zu den Versuchsergebnissen..... | 24 |
| 4.2 Zwangsventilierte Brandversuche..... | 25 |
| 4.2.1 Allgemeine Angaben..... | 25 |
| 4.2.2 Zeitliche Entwicklung des Brandgeschehens..... | 28 |

| | |
|---|-----|
| 4.2.3 Die maximale Abbrandrate..... | 37 |
| 4.2.4 Mathematische Formulierung der Abbrandrate als Funktion der Zeit..... | 42 |
| 4.2.5 Brandraumtemperaturen..... | 45 |
| 4.2.6 Bedingungen zum Auftreten des Flashoverzustandes..... | 48 |
| 4.3 Versuche mit natürlicher Ventilation..... | 52 |
| 4.3.1 Vorkenntnisse und Fragestellung..... | 52 |
| 4.3.2 Brandraumdimensionen 14.4 m x 7.2 m x 3.6 m (Brandraum 1)..... | 54 |
| 4.3.2.1 Diskussion der gemessenen Abbrandraten..... | 55 |
| 4.3.2.1.1 Die Brandentstehungsphase..... | 55 |
| 4.3.2.1.2 Der vollentwickelte Brand..... | 58 |
| 4.3.2.1.3 Die Abkühlphase..... | 62 |
| 4.3.2.2 Brandraumtemperaturen..... | 64 |
| 4.3.3 Brandraumdimensionen 7.4 m x 7.2 m x 3.6 m (Brandraum 2)..... | 69 |
| 4.3.3.1 Allgemeine Angaben..... | 69 |
| 4.3.3.2 Diskussion der Abbrandraten..... | 73 |
| 4.3.3.3 Die Brandraumtemperaturen..... | 83 |
| 4.3.4 Brandraumdimensionen 20.4 m x 7.2 m x 3.6 m (Brandraum 3)..... | 91 |
| 4.3.4.1 Allgemeine Angaben..... | 91 |
| 4.3.4.2 Versuchsbeobachtungen..... | 92 |
| 4.3.4.2.1 Versuch mit Brandlaststapeln - Selbstentzündung von Brandlasten..... | 92 |
| 4.3.4.2.2 Flashoverzeiten bei verteilter Brandlast..... | 95 |
| 4.3.4.2.3 Beobachtungen zur Brandraumventilation..... | 96 |
| 4.3.4.3 Diskussion der Abbrandraten-Zeit-Funktion..... | 99 |
| 4.3.4.4 Maximale Abbrandraten..... | 104 |
| 4.3.4.5 Die Brandraumtemperaturen..... | 107 |
| 5 Zusammenfassung..... | 114 |
| 6 Verwendete Formelzeichen..... | 118 |
| 7 Literaturverzeichnis..... | 120 |

1 Einleitung

Für das Verhalten von Bauteilen während eines Schadenfeuers oder eines Katastrophenbrandfalles sind

1. die Temperaturentwicklung innerhalb der betroffenen Bauwerke,
2. die konvektiven und radiativen Wärmeübergangsmechanismen zwischen den Brandprodukten und den Bauteilen und
3. die Antwort der Bauteile auf thermische Belastung verantwortlich.

Im SFB-Teilprojekt C3 sind die ersten beiden Punkte untersucht worden, nämlich die durch die für den speziellen Brandfall charakteristischen Randbedingungen beeinflusste Temperaturentwicklung im Brandraum und die aus diesen Temperaturen und noch aus anderen brandcharakteristischen Größen resultierenden Wärmeübergangsbedingungen. Der Wärmeübergang an die Bauteile wird in später erscheinenden Beiträgen diskutiert, hier in diesem Teil 1 wird der Frage nach der Temperaturentwicklung und nach den physikalischen Größen, die für die Temperaturentwicklung verantwortlich sind, nachgegangen.

Die Frage nach der Temperaturentwicklung in Räumen oder Gebäuden für spezielle Randbedingungen stellt sich wegen der Vielfalt der möglichen Brandabläufe, die in Räumen unterschiedlichster Art vorliegen können. So beeinflusst zum Beispiel die Bauart des Raumes, ob es sich etwa um eine Industrieanlage oder um einen Tunnelbau handelt und auf welche Art der Raum ventiliert ist, und die Nutzung des Raumes, beispielsweise als Hochregallager oder als Lagerort besonders brandgefährdeter Güter, die Brandentwicklung entscheidend. Hierdurch ergeben sich für die Bauteile die unterschiedlichsten thermischen Belastungen, die zum Teil deutlich von den z.B. in der DIN 4102 /1/ festgelegten Grenzbelastungen abweichen. Die Normbrandbeanspruchung nach DIN 4102 erweist sich für die Beurteilung ob etwa das Bauwerk bei einem eventuellen Brand versagt oder ob es bleibende Schäden wie Verformungen erleidet wegen der Vielfalt der möglichen Brandabläufe als nicht ausreichend. Für eine solche Beurteilung sind Kenntnisse über den Brandablauf unbedingt erforderlich.

Um Kenntnisse über in verschiedenen Situationen unterschiedlich ablaufende Brände zu erlangen sind in der letzten Förderungsperiode ca. 30

Großbrandversuche durchgeführt worden. Dieser Teil des Arbeitsberichtes beinhaltet die Beschreibung der Versuche, die daraus ableitbaren Ergebnisse und theoretischen Ansätze zur allgemeineren Beschreibungen und Vorhersage von natürlichen Brandabläufen bei verschiedenen Randbedingungen. Die Ausführungen basieren auf einer Mitte 1987 erscheinenden wissenschaftlichen Arbeit [2/], die sich mit der Thematik der Brandausbreitung und der Energiefreisetzung bei natürlichen Bränden in großen Brandabschnitten beschäftigt.

2 Ziele und Aufgaben der experimentellen Forschung im Teilprojekt C3

2.1 Stand der Kenntnis

Um einen natürlichen Brandablauf vom Entstehen des Brandes bis zum Erlöschen des Feuers vollständig beschreiben zu können, müssen im wesentlichen zwei qualitativ unterschiedlich ablaufende Brandphasen, nämlich die sogenannte Preflashoverphase und die Postflashoverphase, untersucht werden. Während der Preflashoverphase breitet sich das Feuer von einem Brandherd aus. Die beim Brand freigesetzte Energie wird durch Ventilationsöffnungen oder Brandraumwände abgeführt und dazu verwendet, die Gastemperatur im Brandraum zu erhöhen und noch nicht entzündete Brandlasten und Bauteile zu erwärmen. Die Postflashoverphase zeichnet sich dadurch aus, daß sämtliche im Brandraum befindlichen Brandlasten entzündet sind und der gesamte Brandraum in das Brandgeschehen mit einbezogen ist. Während dieser Brandphase kann ein weiteres Anwachsen der Energiefreisetzung entweder durch die vorhandenen Brandlasten begrenzt werden oder durch die in den Brandraum einströmende Menge an Frischluft. Im ersten Fall spricht man von einem brandlastgesteuerten Brand, im zweiten von einem ventilationsgesteuerten, es handelt sich hier um zwei verschiedene Arten einer stabilen Postflashover-Brandphase.

Der Übergang vom Entstehungsbrand zum vollentwickelten Brand wird mit "Flashover" bezeichnet. Für das Auftreten des Flashover werden von den Forschern unterschiedliche Voraussetzungen genannt, beispielsweise eine Mindeststrahlungsbelastung des Brandraumbodens von 2 W/cm^2 , eine Mindesttemperatur im Brandraum, eine Mindestenergiefreisetzung oder das Auftauchen von Flammen außerhalb des Brandraumes. Damit es zum Flash-

over kommen kann, muß auf jeden Fall ab einem bestimmten Zeitpunkt die durch den Brand freigesetzte Energie schneller zunehmen als die Energieverluste. Dafür ist im wesentlichen das "Brandraum-feedback" verantwortlich, womit die Rückwirkung des Brandraumes auf das Brandgeschehen gemeint ist: Die Heißgasschicht und die heißen Teile der Brandraumwände und der Brandraumdecke erwärmen im wesentlichen durch Strahlung die im Brandraum befindlichen Brandlasten, wodurch eine beschleunigte Pyrolyse der Brandlasten und damit eine Umsetzung in Energie erreicht wird.

Die Erforschung der qualitativen und quantitativen Zusammenhänge, die eine Beschreibung der erwähnten Zusammenhänge ermöglichen, ist Thema zahlreicher Forschungsprojekte, die in den letzten Jahren vornehmlich in den Vereinigten Staaten, in Kanada, in Skandinavien, in Japan, in Großbritannien und in der Bundesrepublik Deutschland durchgeführt wurden.

Viel Aufmerksamkeit wurde dem vollentwickelten Brand gewidmet. Zu erwähnen sind hier die Arbeiten von Kawagoe /9/, Nilson /10/, Boehm und Hadvig /11/, Quintiere und Mc Caffrey /13/. Bei all diesen Arbeiten handelt es sich um experimentelle Untersuchungen in Brandräumen mit Volumina bis ca. $3\text{ m} \times 3\text{ m} \times 3\text{ m}$ mit theoretischer Betrachtung des vollentwickelten Brandes. Als Brandlast dienten Krippenkonfigurationen aus Holz oder Plastik; in den erwähnten Arbeiten wurde u.a. der Frage nach der Abhängigkeit der Energiefreisetzung von der Brandraumventilation nachgegangen. Auch für mit Gasbrennern simulierte Raumbrände (Harmathy /12/) und für flüssige Brennstoffe /28/ sind diese Zusammenhänge untersucht worden.

Untersuchungen, die die Preflashoverphase klären sollten, sind von Hägglund /14/ und Takeda /15/ durchgeführt worden. Takeda ging der Frage nach der Abhängigkeit der Flammenausbreitungsgeschwindigkeit von der Geometrie der Brandraumöffnung nach, die experimentelle Arbeit hierfür führte er in einem Brandraum der Größe $0.5\text{ m} \times 0.5\text{ m} \times 0.5\text{ m}$ aus.

Zahlreiche Forschungsarbeiten sind speziellen Brandlasten gewidmet, wie zum Beispiel Polstermöbeln /16,17/, brennbaren Wandmaterialien /18,27/ und für Wohnungsbrände typischen Brandherden wie Fernsehgeräte, Weihnachtsbäume usw. /19/. Besonders wichtig im Zusammenhang mit der Forschungsarbeit im Teilprojekt C3 sind hier die Untersuchungen der Brandausbreitung und der Abbrandrate bei der Verwendung von Holzkrippen als

Brandlast. In einer bereits 1962 erschienen Veröffentlichung von Gross /20/ wurde der sogenannte Porositätsfaktor von Holzkrippen definiert. Es wurden die Abbrandraten von Holzkrippen bestimmt, die aus Stäben unterschiedlicher Stabdicken bestanden. Des weiteren sind auf diesem Gebiet Forschungsarbeiten von Delichatsios /21/, Block /23/ und Beason und Alvares /22/ durchgeführt worden. Bis auf in der letztgenannten Arbeit ist hier stets das Abbrandverhalten von Holzkrippen im Freien untersucht worden.

Takeda /24/, Hasemi /25/ und Thomas, Bullen, Quintiere und Mc Caffrey /26/ haben speziell den Flashoverzustand untersucht. Takeda definierte als Kennzahl, die darüber Auskunft geben soll, ob der Flashoverzustand auftauchen wird oder nicht, das Verhältnis aus der Brandlastoberfläche und der Brandraumgrundfläche. In der Arbeit von Thomas et al. wird Flashover als Übergang zwischen stabilen Gleichgewichtszuständen betrachtet, die physikalische Methode ist hier die quasistationäre Energiebilanz für Raumbrände. Erzeugt wird die Instabilität zum Beispiel durch Vergrößerung der brennenden Oberfläche, durch ein Ansteigen der Luftzufuhr in einem schlecht ventilierten Brand, durch Anwachsen der Heißgasschicht und eine dadurch bedingte Steigerung der Rückkoppelung auf das Brandgeschehen durch den Brandraum oder durch eine Reduzierung der Wärmeverluste durch die Wand.

In einigen Veröffentlichungen wird der Frage nachgegangen, inwieweit die entwickelten theoretischen Modelle und die in Modellversuchen gewonnen Erkenntnisse übertragbar sind auf Raumbrände mit realistischem Maßstab. Salzberg und Watermann /36/ führten am ITT Research Institute Brandversuche im Maßstab 1:2 durch und verglichen die Ergebnisse mit sogenannten "Full-Scale-Versuchen". Sie kamen zu dem Schluß, daß Modellversuche zwar wesentlich für Brandforschung sind, z.B. wegen der Möglichkeit, den Brandablauf meßtechnisch gut zu beobachten, daß aber auf alle Fälle auch Full-Scale-Versuche notwendig sind um die Aussagefähigkeit der Modellversuche bezüglich des wirklichen Brandgeschehens zu überprüfen. Heskestad /29/ versuchte, Brandeigenschaften in einem Raum mit Hilfe von Experimenten, die in einem Raum einer anderen Größe durchgeführt wurden, vorherzusagen. Watermann /30/ untersuchte, inwieweit z.B. der Flashover beeinflusst wird, wenn Parameter wie Raumgröße, Raumgestalt, Ventilationsöffnungen und Wandmaterialien verändert werden. Auch Groce /31/ beschäftigte sich mit der Wirkung von Maßstabsänderungen des Brandraumes

auf Flashoverphänomina und erzielte unter speziellen Voraussetzungen wie z.B. geometrische Ähnlichkeit der Brandräume eine relativ gute Übereinstimmung zwischen Experiment und Theorie.

2.2 Notwendigkeit der experimentellen Erforschung von Bränden in großen Brandabschnitten

Die durch sogenannte "Brandraumskalierung" möglichen Vorhersagen bezüglich des Brandgeschehens können nur grobe Näherungen und nicht allgemeingültig sein, da eine vollständige Ähnlichkeit zwischen Brandmodellen für kleine Maßstäbe und dem Brandverhalten im Maßstab 1:1 nicht hergestellt werden kann. Für die Entwicklung und Überprüfung von Brandsimulationsmodellen, die die komplizierten dynamischen Zusammenhänge beim natürlichen Brand beschreiben, sind verlässliche Aussagen darüber notwendig, wie sich ein Brand in einem für Schadenfeuer realistischem Maßstab entwickelt. Zur Vorhersage des Brandverhaltens und damit zur Abschätzung eines möglichen Brandrisikos müssen Daten wie z.B. Energiefreisetzung, Flammenausbreitungsgeschwindigkeit und Übertragung der Wärmeenergie durch Strahlung oder Konvektion an Bauteile bekannt sein. Es sind jedoch diesbezüglich keine systematischen Untersuchungen für einen vollentwickelten Brand durchgeführt worden, die in 2.1. angegebenen Arbeiten beziehen sich lediglich auf kleine Brandräume oder auf den Labormaßstab. Brandversuche in großen Brandabschnitten wurden häufig nur bis zum Einsatz von Sprinkleranlagen durchgeführt, wie die Versuche von O'Dogherty, Nash und Young /32/. In einer Untersuchung von Kruppa und Lamboley /33/ wurden Holz- und Kunststoffbrandlasten in einem $39 \times 28 \times 9,5 \text{ m}^3$ großen Brandabschnitt verbrannt, hier galt das Interesse jedoch in erster Linie der Temperaturentwicklung in Stahlbauteilen. Die Brandentwicklung und die Energiefreisetzung wurden nicht durch Messung registriert. Auch bei Brandversuchen in Tunneln /34/ wurde die Energiefreisetzung nicht bestimmt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die systematische experimentelle Erforschung von natürlichen Bränden in großen Brandabschnitten erforderlich ist. Für eine realitätsnahe Einschätzung von Brandrisiken werden Daten benötigt, die nicht durch theoretische Betrachtungen allein gewonnen werden können und die auch nicht aus Versuchen im Modellmaßstab abgeleitet werden können (vgl. auch /35/).

2.3 Überblick über die in der Förderungsperiode 1983-1986 zu erarbeitenden Teilziele

Das Ziel für die abgelaufene dreijährige Forschungsperiode war, durch Versuche die Zusammenhänge zwischen den den natürlichen Brand beschreibenden Größen wie Brandraumtemperaturen, Energiefreisetzung und Flash-overzeitpunkt und den brandbeeinflussenden Parametern wie Ventilation, Brandlast und Brandraum für große Brandabschnitte zu klären. Dadurch sollte die Möglichkeit geschaffen werden, bereits existierende Wärmebilanzprogramme hinsichtlich ihrer Anwendungsmöglichkeiten und Gültigkeitsbereiche zu beurteilen und die Grundlage für eine Erweiterung dieser Modelle im Hinblick auf eine Anwendung bei großen Brandabschnitten zu schaffen.

In einem ersten Schritt sollten die oben erwähnten Zusammenhänge für die Parameter Ventilation und Brandlast erforscht werden, wobei sowohl für Zwangsventilation als auch für natürliche Ventilation Versuche durchgeführt werden sollten. Danach sollte durch Veränderung der Raumgeometrie untersucht werden, ob die ermittelten Zusammenhänge auch in Brandräumen mit anderen Dimensionen Gültigkeit haben. Es war geplant, Brandversuche in Räumen, die eine Grundfläche von 60 m^2 bis zu 300 m^2 haben, durchzuführen. Im letzten Jahr der Förderungsperiode sollten noch offen stehende Fragen durch gezielte Einzelversuche geklärt werden, insbesondere wurde angestrebt, einen charakteristischen Ventilationsparameter für große Brandräume anzugeben, in den neben der dem Brandraum angebotenen Frischluft auch die Brandraumgeometrie und die Anordnung der Brandlasten eingehen sollten. Vorher in Braunschweig, in Dortmund und in Espoo (Finnland) durchgeführte Versuche in kleinem Maßstab hatten nämlich ergeben, daß nicht nur die Frischluftzufuhr pro Zeit bei der Zwangsventilation oder die Größe der Ventilationsöffnung bei der natürlichen Ventilation die maximale Abbrandrate und den zeitlichen Verlauf der Abbrandrate bestimmen /37/.

Im Kapitel 3 dieses Berichtes wird über experimentelle Verwirklichung dieses Forschungsziels berichtet, die gewonnenen Ergebnisse sind im Kapitel 4 zusammengefaßt und in einer Dokumentation /50/ im wesentlichen vollständig aufgelistet.

3 Die Brandversuche im Technical Research Centre of Finland

3.1 Wahl des Versuchsstandes

Die Durchführung der Brandversuche erforderte einen Brandraum, der die folgenden Kriterien erfüllen mußte:

- (a) Die zu untersuchenden brandbeeinflussenden Parameter wie die Ventilationsbedingungen und die Brandraumgröße mußten variabel sein.
- (b) Die den Ablauf des natürlichen Brandes beschreibenden physikalischen Größen mußten durch geeignete Meßverfahren erfaßt werden können.
- (c) Die hohen Versuchskosten durften den im C3 - Forschungsantrag vorgegebenen Rahmen nicht überschreiten.

Es sind mehrere Brandräume hinsichtlich dieser Kriterien in Betracht gezogen und überprüft worden. Die Versuchshalle der Bayer AG in Leverkusen /3/ (Grundfläche: 11.7 m^2 , Höhe: 10 m) und die Brandhalle der Höchst AG in Frankfurt (Grundfläche: $12 \times 15 \text{ m}^2$, Höhe: 12m) /4/ erschienen wegen der Höhe der Kosten für die Nutzung der Gebäude und den Betrieb der Abgaswaschanlage als ungeeignet. Ein weiterer Großbrandraum der Brandforschungsstelle der Technischen Universität Karlsruhe ($15 \times 5 \times 4 \text{ m}^3$) konnte auf Grund der aufwendigen Umbaumaßnahmen, die erforderlich gewesen wären, nicht für die C3 - Versuche genutzt werden. Außerdem war hier die maximale Grundfläche von 75 m^2 zu gering.

Ein weiterer Nachteil dieser Brandräume war, daß die während des Brandes freigesetzte Gesamtenergie und damit auch die Gesamtabbrandrate als eine der für den Brandverlauf wichtigsten physikalischen Größen nicht hätte gemessen werden können.

Die einzige Möglichkeit, die Gesamtenergiefreisetzung während eines Brandes in einem großen Brandabschnitt zu bestimmen, bot sich in einer Versuchshalle des Technical Research Centres in Espoo (Finnland). Hier war auch die Möglichkeit einer Variation der Raumgeometrie in dem Bereich, der für die Arbeit des Teilprojekts C3 interessant war, gegeben. Da die Halle und die erforderlichen Meßgeräte von dem finnischen Insti-

tut kostenlos zur Verfügung gestellt wurden, blieben die Versuchskosten in dem vorgegebenen Rahmen.

Somit erfüllte diese Brandhalle als einzige die von dem Forschungsprojekt zu stellenden Mindestanforderungen. Hier wurden daher in der Förderungsperiode 1984-1986 sämtliche Brandversuche durchgeführt.

3.2 Aufbau des Versuchstandes

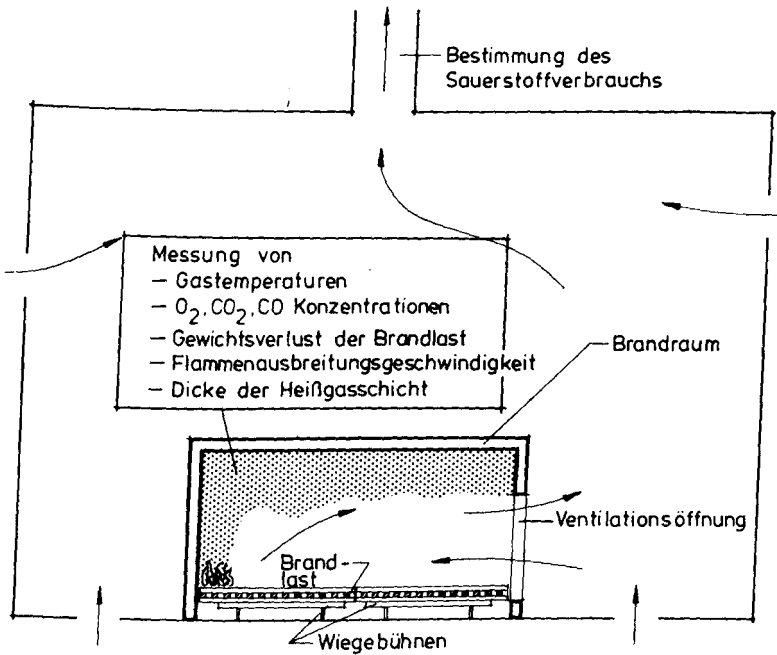


Abb.1 Schematischer Aufbau der Versuchshalle mit Brandraum

Der schematische Aufbau der Versuchshalle mit dem Brandraum ist in Bild 1 zu sehen. Innerhalb der etwa 15 m hohen Versuchshalle befand sich der eigentliche Versuchsbrandraum, der aus Leichtbetonsteinen und Leichtbetonbauelementen aufgebaut war. Die äußere Halle war notwendig, um den während der Brandversuche verbrauchten Sauerstoff zur Bestimmung der Energiefreisetzung registrieren zu können. Dazu war es erforderlich, daß die Brandgase die Halle durch die Abzugsvorrichtung im Dach

verließen, wo sie hinsichtlich ihrer Bestandteile an O_2 , CO_2 und CO untersucht wurden. Außerdem konnte dort der Volumenstrom bestimmt werden. Zwei Ventilatoren mit einem maximalen Durchsatz von insgesamt 100 m^3 Luft pro Sekunde gewährleisteten, daß alle am Brand beteiligten Gase diese Meßeinrichtungen auch passierten. Die Brandlast war auf Wiegebühnen angeordnet, die auf Kraftmeßdosen gelagert waren. Im Brandraum wurden die Größen, mit deren Hilfe der natürliche Brand qualitativ und quantitativ beschrieben werden kann, mit den unterschiedlichsten Meßsystemen erfaßt (vgl. Kap. 3.4). Die Abbildung 1 zeigt den mit einer Grundfläche von ca. 53 m^2 kleinsten der drei während der Versuche verwendeten Brandräume.

Da zur Vermeidung einer Beschädigung der Versuchshalle ein Mindestabstand zwischen der Brandraumwand mit der Ventilationsöffnung und den Hallenwänden eingehalten werden mußte, war die maximale Brandraumgrundfläche auf ca. $21 \times 8\text{ m}^2$ beschränkt. Es wurden Versuche in 3 verschiedenen Brandraumgrößen durchgeführt, die Grundflächen hierfür betrugen $7.4 \times 7.2\text{ m}^2$ (Brandraum 2), $14.4 \times 7.2\text{ m}^2$ (Brandraum 1) und $20.4 \times 7.2\text{ m}^2$ (Brandraum 3). Die Brandraumhöhe betrug in allen Fällen 3.6 m . Auf die Durchführung von Versuchen in Räumen mit verschiedenen Brandraumhöhen wurde entgegen dem C3 Forschungsantrag verzichtet, da die geringe Anzahl der durchführbaren Versuche eine Variation von zu vielen Parametern nicht sinnvoll erscheinen ließ und der Aufbau der Brandraumdecke sehr arbeits- und kostenintensiv war.

Bei der Festlegung der Versuchsparameter "Brandlast" und "Ventilation" waren die folgenden Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

- (a) Die gewählten Versuchsbedingungen sollten realen Situationen entsprechen, so daß die Versuchsergebnisse für die Praxis nutzbar sind.
- (b) Es mußte mit wenig Versuchen ein großer Bereich der variierten Parameter überdeckt werden.
- (c) Der Ablauf des Brandversuchs mußte so erfolgen, daß der Brandraum für spätere Versuche weiterverwendbar blieb und daß für die Umgebung des Brandraums das Risiko etwaiger Beschädigungen ausgeschlossen war.
- (d) Die für die Versuchshalle maximal verkraftbare Energiefreisetzung von 25 MWatt durfte auf keinen Fall überschritten werden.

Die Einschränkungen (c) und (d) führten dazu, daß die maximale Brandlast 2000 kg Holz betrug. Es ist üblich, die Gesamtbrandlast Q auf die Brandrauminnenfläche A_t zu beziehen und in MJ/m^2 anzugeben. Diese "charakteristische Brandlast" wurde im Bereich

$$30 \text{ MJ/m}^2 \leq Q/A_t \leq 95 \text{ MJ/m}^2$$

variiert, das entspricht dem Brandlastbereich, der üblicherweise in Hotels und Schulen vorliegt /5/. Damit ist bezüglich der im Experiment verwendeten Brandlasten auch (a) erfüllt.

Die Ventilation wurde durch Veränderung der Öffnungsgeometrie und der Öffnungsfläche bei natürlicher Ventilation und durch Veränderung des Luftdurchsatzes bei Zwangsventilation so variiert, daß die Fälle "ventilationsgesteuerter Brand", "brandlastgesteuerter Brand" und als Grenzfall auch der Fall der "stöchiometrischen Verbrennung" in weiten Bereichen abgedeckt wurden. Von dem ursprünglichen Plan, nur mit Zwangsventilation zu arbeiten, wurde Abstand genommen, da sich in Versuchen, die in einem Brandraum der MPA Dortmund ($8 \times 10 \text{ m}^2$ Grundfläche) und in der hier beschriebenen Versuchseinrichtungen durchgeführt worden waren, gezeigt hatte, daß im Fall der Zwangsventilation spezielle Strömungsverhältnisse vorhanden sind, die stark von der Art der Zwangsventilation abhängen. Dadurch wird der Brandablauf von der Luftmenge pro Zeit, von dem Ort und dem Querschnitt der Brandraumöffnungen und von anderen geometrischen Faktoren abhängig. Deshalb konnten für diese Fälle z.B. keine allgemeineren Aussagen bezüglich der Preflashoverphase gemacht werden (vgl. Kapitel 4).

3.3 Überblick über die durchgeführten Versuche

In der beschriebenen Versuchshalle wurden im Zeitraum Oktober 1983 bis Mai 1986 38 Brandversuche durchgeführt. Bei diesen Versuchen mußten die Parameter Brandlast, Ventilation und Brandraum so variiert werden, daß mit den Versuchsergebnissen ein Zusammenhang zwischen den natürlichen Brand beschreibenden physikalischen Größen wie Energiefreisetzung und Temperaturen in Abhängigkeit von der Zeit und diesen den Brand beeinflussenden Parametern hergestellt werden konnte.

Hierbei handelt es sich nicht um drei, in ihren Auswirkungen auf das Brandgeschehen unabhängige Parameter. So sind zum Beispiel bei der Betrachtung der Brandlast sowohl deren Gesamtmasse als auch das Material, die Verteilung im Brandraum und spezielle Einflüsse wie Feuchtigkeitsgehalt und Oberflächenbeschaffenheit für den Brandablauf von entscheidender Bedeutung. Für die Ventilation gilt, daß zunächst die natürliche Ventilation und die Zwangsventilation vollständig unterschiedliche Bedingungen darstellen und daß bei der natürlichen Ventilation die Fläche der Ventilationsöffnung, der Ventilationsfaktor $A\sqrt{H}$ und die Höhe der Fensterunterkante über dem Brandraumboden brandbeeinflussend wirken. Betrachtet man den Brandraum, so hat sicherlich neben dem Brandraumvolumen auch die Brandrauminnenfläche wegen der Energieströme in die Wände, die Brandraumhöhe wegen der sich einstellenden Heißgasschicht und das Brandraummaterial wegen der Möglichkeit, Energie zu speichern und weiterzuleiten einen entscheidenden Einfluß auf das Brandgeschehen. Insgesamt sind hier 13 Einflußgrößen aufgezählt, ihre Auswirkungen sind nicht unabhängig voneinander sondern beeinflussen sich gegenseitig. Da es nicht möglich ist, mit 38 Brandversuchen derart komplexe Zusammenhänge vollständig experimentell zu erfassen und zu klären, mußten bei der Parametervariation folgende Einschränkungen gemacht werden.

- (a) Als Brandlast wurde ausschließlich Fichtenholz verwendet, das zu 80 cm langen Stäben mit einem quadratischen Querschnitt von 4 cm x 4 cm zugeschnitten war. Die Stäbe wurden zu Krippen zusammenge nagelt, das Verhältnis von Luft zu Holz innerhalb der Krippen betrug 50 %. Diese Anordnung der Brandlast wurde gewählt, da einerseits hierfür Versuchsergebnisse aus anderen, kleineren Brandräumen vorliegen und andererseits vom Normausschuß Bauwesen angestrebt wird, sämtliche Brandlasten auf solche Normkrippen umzurechnen /6/. Weiterhin sollten die Großbrandversuche Aussagen darüber ermöglichen, ob das in der DIN 18230 Teil 2 definierte m - Faktor-Verfahren tatsächlich die Definition einer rein brandlastspezifischen Größe gewährleistet (vgl. C3-Gesamtbericht). Das Holz lag für alle Versuche im "sägerauhen" Zustand vor, durch entsprechende Lagerung wurde erreicht, daß der Wassergehalt zwischen 9 % und 13 % bezogen auf das trockene Holz betrug. Nur in einem Fall wurde Holz mit einem Feuchtegehalt von 17 % verwendet, um eine grobe Einschätzung der Wirkung der Holzfeuchtigkeit auf das Abbrandverhalten zu ermöglichen.

- (b) Bei den Brandraumdimensionen wurde nur die Raumlänge variiert, Höhe und Breite waren für sämtliche Versuche gleich. Die Brandraumwände, die Decke und der Fußboden bestanden immer aus Leichtbeton ("Siporex"), Wände und Decke waren 30 cm dick, der Fußboden 10 cm. Inwieweit andere Wandmaterialien und Wandstärken den natürlichen Brand beeinflussen, soll theoretisch mit Hilfe von Wärmebilanzrechnungen ermittelt werden.
- (c) Die Ventilationsöffnungen wurden in fast allen Fällen so angeordnet, daß der Abstand zwischen der Brandraumdecke und der Fensteroberkante 60 cm betrug, nur in zwei Versuchen wurde davon abgewichen, um den Einfluß dieses Abstandes auf das Brandgeschehen zu untersuchen. Aus in Kapitel 3.2 dargelegten Gründen wurden bis auf wenige Ausnahmen natürliche Ventilationsbedingungen eingestellt. Auf Dachentlüftungen wurde vollständig verzichtet, auch hierfür sollen Wärmebilanzrechnungen durchgeführt werden. Es war jeweils nur eine vertikale Brandraumöffnung vorhanden, diese war symmetrisch zu der senkrechten Symmetrieachse der jeweiligen Brandraumwand.

Im Bild 2 sind die in den Versuchen variierten brandbeeinflussenden Parameter und die jeweiligen Variationsbereiche zusammengestellt.

Die 38 Brandversuche wurden in 7 Blöcke aufgeteilt. Zunächst wurde in dem der Größe nach mittleren Brandraum (Brandraum 1) mit 17 Versuchen der Zusammenhang zwischen dem zeitlichen Ablauf des natürlichen Brandes, den sich einstellenden Brandraumtemperaturen und Energiefreisetzungsraten und der Art der Brandraumventilation ermittelt. Es wurden hier Versuche mit Zwangsventilation und mit natürlichen Ventilationsbedingungen durchgeführt, wobei im Falle der Zwangsventilation die Luftzufuhr rate durchgeführt, wobei im Falle der Zwangsventilation die Luftzufuhr rate variiert wurde und im Fall der natürlichen Ventilation die Fläche A der Ventilationsöffnung und der Ventilationsfaktor $A\sqrt{H}$ (H = Höhe der Öffnung) systematisch verändert wurden. Diese Versuche wurden bei verschiedenen Brandlastmassen und unterschiedlichen Brandgutanordnungen durchgeführt.

Anschließend (Mai 1985 bis Januar 1986) wurde in dem kleinsten Brandraum (Brandraum 2) mit einer Grundfläche von 53 m^2 und in dem größten Brandraum (Brandraum 3, Grundfläche = 150 m^2) der Einfluß der Brandraumgröße auf das Brandgeschehen experimentell untersucht. Hierbei sollte auch

| PARAMETER | VARIierter BEREICH |
|-----------------------------------|--|
| BRANDLAST | |
| GESAMTMASSE | 500 kg bis 1000 kg |
| ANORDNUNG IM BRANDRAUM | GLEICHMÄßIG VERTEILT 1 STAPEL 2 STAPEL |
| VENTILATION | |
| ZWANGSVENTILATION LUFTZUFUHR | $7.500 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$ bis $23.500 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$ |
| NATÜRLICHE VENTILATION | |
| VENTILATIONSFAKTOR $A\sqrt{H}$ | $0,8 \text{ m}^{5/2}$ bis $13,5 \text{ m}^{5/2}$ |
| ÖFFNUNGSFLÄCHE | $1,5 \text{ m}^2$ bis 12 m^2 |
| $A\sqrt{H}/A_t$ | $0,0022 \text{ m}^{1/2}$ bis $0,035 \text{ m}^{1/2}$ |
| STURZHÖHE | $0,6 \text{ m}$ bis $2,6 \text{ m}$ |
| BRANDRAUM | |
| MATERIAL | LEICHTBETON |
| RAUMHÖHE | $3,6 \text{ m}$ |
| GRUNDFLÄCHE | 53 m^2 bis 147 m^2 |

Abb.2 Versuchsparameter und deren Variationsbereiche

gezeigt werden, ob die in dem Brandraum 2 ermittelten qualitativen und quantitativen Zusammenhänge auch in Brandräumen anderer Größe ihre Gültigkeit behalten.

In einer letzten Versuchsserie im April 1986, die wieder in dem kleinen Brandraum durchgeführt wurde, wurden Sonderprobleme untersucht. Von Interesse waren hier zum Beispiel der Einfluß der Höhe des Fenstersturzes auf das Brandgeschehen, der Einfluß des Brandherdortes (Zündortes) und

Probleme des Feuerübersprungs von einem Brandlaststapel auf einen anderen. Außerdem sollte gezeigt werden, inwieweit die Versuche reproduzierbar sind.

| Versuchs- serie | Brandraum - abmessungen | Brandlast | Brandlast- anordnung | Ventilation |
|--------------------|----------------------------|----------------------------|--|--|
| Oktober 1983 | 14.4 m × 7.2 m × 3.6 m | 2000 kg | gleichmäßig verteilt oder ein Stapel | verschiedene Öffnungs- querschnitte und Ventilationsfaktoren |
| Mai 1984 | | 1000 kg | Brandlastteppich oder zwei Stapel | natürliche Ventilation oder Zwangsventilation |
| August 1984 | | | | |
| November 1984 | | | | |
| Mai 1985 | 7.4 m × 7.2 m × 3.6 m | 500 kg oder 1000 kg | gleichmäßig verteilt oder Brandlastteppich | verschiedene Öffnungs- querschnitte und Ventilationsfaktoren |
| Dezember 1985 | 20.4 m × 7.2 m × 3.6 m | 1000 kg oder 2000 kg | zwei Stapel oder Brandlastteppich | |
| April 1986 | 7.4 m × 7.2 m × 3.6 m | 500 kg oder 1000 kg | gleichmäßig verteilt | unterschiedliche Sturzhöhen |

Abb.3 Überblick der durchgeführten Versuchsserien

Ein Überblick der 7 Versuchsserien mit den gewählten Randbedingungen ist in der Abbildung 3 angegeben.

3.4 Meßgrößen und verwendete Meßsysteme

3.4.1 Allgemeine Angaben

Sämtliche zur quantitativen Erfassung des natürlichen Brandes wesentlichen Meßgrößen wurden während der Versuche in Minutenabständen von einer Vielstellenmeßanlage abgefragt und auf Magnetkassetten gespeichert. Zur Aufzeichnung der Meßgrößen, für die eine Darstellung mit noch kürzeren Zeitintervallen erforderlich schien, wurden zusätzlich X - t - Schreiber eingesetzt. Neben dieser Meßwertaufzeichnung wurden die Versuche auf Videokassetten aufgezeichnet und die verschiedenen Brandphasen mit Photos dokumentiert.

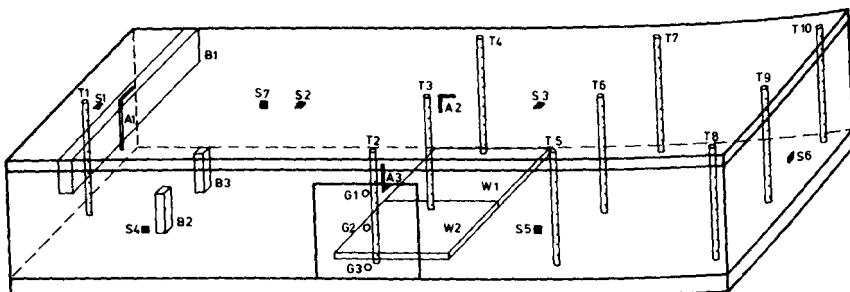


Abb.4 Experimentelle Anordnung

In der Abbildung 4 sind die wesentlichen Meßeinrichtungen für einen Brandversuch mit natürlicher Ventilation schematisch dargestellt. In den Abschnitten 3.4.2 bis 3.4.10 wird erläutert, welches Meßsystem für die jeweiligen Meßgrößen zur Anwendung kam und wie die Messungen im Einzelnen durchgeführt wurden.

3.4.2 Temperaturmessung

Zur Bestimmung des horizontalen und vertikalen Temperaturprofils im Brandraum wurden an ca. 100 Stellen die Raumtemperaturen mit Ni Cr-Ni Mantelthermoelementen gemessen. Die Temperaturmeßstellen sind in dem Bild 4 mit T1 bis T10 bezeichnet, an diesen Orten befinden sich je 11 Thermoelemente in unterschiedlichen Höhen. Um Strahlungsfehler auszuschließen und die wirkliche Gastemperatur zu bestimmen, wurden an einigen Stellen zusätzlich zu den Mantelthermoelementen Absaugpyrometer eingesetzt. Mit Absaugpyrometern wurden auch die Temperaturen der durch die Ventilationsöffnung strömenden Gase bestimmt. Die Oberflächentemperaturen der Wände und der Decke wurden sowohl mit Strahlungspyrometern, die im Wellenlängenbereich zwischen 8 und 12 Mikrometer arbeiten, als auch mit Thermoelementen, die an den entsprechenden Oberflächen befestigt wurden, gemessen.

3.4.3 Bestimmung der Abbrandrate

Die mit W1 und W2 in dem Bild 4 bezeichneten Wiegebühnen waren auf je 3 Kraftmeßdosen gelagert. Das Signal der Kraftmeßdosen wurde von einem Meßverstärker verstärkt und der Vielstellenmeßanlage zugeführt. Mit

dieser Anordnung konnte zu jeder Zeit des Versuchs die noch vorhandene Brandlast bestimmt werden; daraus ergibt sich durch Berechnung der Ableitung nach der Zeit die Abbrandrate. Die Abbrandrate gibt Auskunft über die pro Zeiteinheit pyrolysierte Masse an Brandgut. In Brandversuchen mit einer auf der ganzen Brandraumoberfläche verteilten Brandlast kann mit diesem Verfahren nur die spezifische Abbrandrate, das ist die Abbrandrate pro Fläche, ermittelt werden (vgl. C3-Arbeitsbericht Teil 2).

3.4.4 Bestimmung der Energiefreisetzung

Die während des Brandversuches freigesetzte Energie pro Zeiteinheit, angegeben in Watt oder Megawatt (MW), ist die für die quantitative Erfassung des natürlichen Brandes wesentlichste Größe, da sie bei vorgegebenen äußeren Parametern wie Brandraumgeometrie, Brandraummaterial und Art der Ventilation die Energiebilanz bestimmt. Daher wird sie auch in den meisten zur Zeit existierenden Methoden zur rechnerischen Behandlung des natürlichen Brandes als Eingabeparameter benötigt. Die Energiefreisetzung wurde in den hier beschriebenen Versuchen aus der während des Brandes verbrauchten Sauerstoffmenge berechnet. Bei diesem Verfahren wird die Tatsache ausgenutzt, daß die beim Brand freigesetzte Energie pro Gramm verbrauchtem Sauerstoff für viele brennbare Materialien nährungsweise konstant ist. Huggett /7/ gibt die Verbrennungswärme pro Gramm Sauerstoff für zahlreiche organische Flüssigkeiten und Gase, für synthetische Polymere und natürliche Brennstoffe an und bestimmt den Mittelwert zu $13.02 \text{ kJ/Gramm O}_2 \pm 4 \%$. Zu beachten ist, daß dieser Wert für vollständige Verbrennung gilt, d.h. für den Fall, daß sämtlicher Sauerstoff zu CO_2 umgewandelt wurde und kein CO erzeugt wird.

Im Bild 5 ist die Meßeinrichtung zur Bestimmung der während der Brandversuche freigesetzten Energie schematisch dargestellt. In die äußere Halle strömt der Volumenstrom \dot{n}_0 mit der Sauerstoffkonzentration c_0 . Der Volumenstrom \dot{n}_k mit der Sauerstoffkonzentration c_k verläßt die äußere Halle durch die Abzugsvorrichtung. Wenn man durch Unterdruck in der Halle dafür sorgt, daß Luft und Rauchgase die Halle nur durch die Abzugsvorrichtung verlassen können, kann man die Energiefreisetzung \dot{Q} folgendermaßen berechnen:

$$\dot{Q} = E_{\text{O}_2} (\dot{n}_0 c_0^{\text{O}_2} - \dot{n}_k c_k^{\text{O}_2}) \quad (3.1)$$

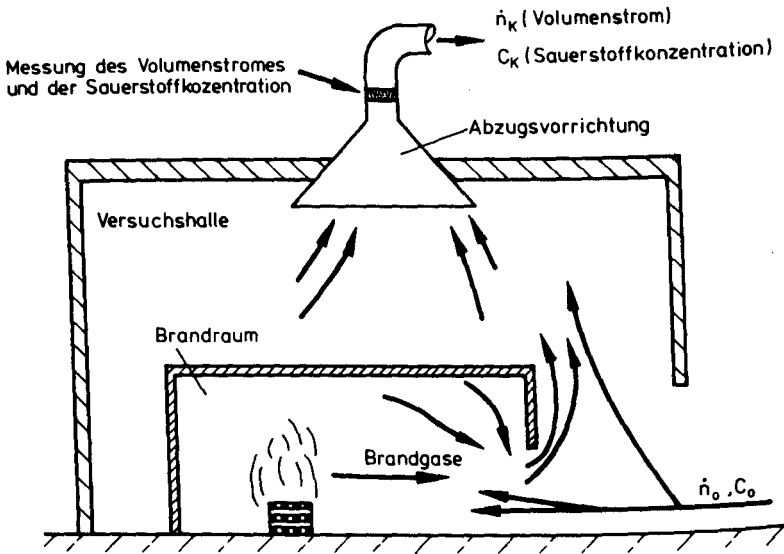


Abb.5 Meßmethode zur Bestimmung der Energiefreisetzung

E_{O_2} ist die freigesetzte Energie pro m^3 Sauerstoffverbrauch. Dieser Wert ergibt sich aus dem oben angegebenen auf die Masse bezogenen Wert durch Multiplikation mit der Dichte von Sauerstoff zu 17.2 MJ/m^3 . Um mit Hilfe der Gleichung (3.1) die Energiefreisetzung zu bestimmen, muß folgendes gewährleistet sein:

- (a) Die Verbrennung ist vollständig, es entsteht kein Kohlenmonoxid.
- (b) Die Konzentrationen c_o und c_k können bestimmt werden.
- (c) Die Volumenströme \dot{n}_o und \dot{n}_k können bestimmt werden.

Zu (a): Da die Brandversuche teilweise ventilationsgesteuert abliefen, mußte damit gerechnet werden, daß zum Teil unvollständige Verbrennung stattfinden konnte. Daher wurde in der Abzugsanlage neben der Sauerstoffkonzentration auch die Kohlenmonoxidkonzentration gemessen. Mit der Kenntnis der Kohlenmonoxidkonzentration kann bei der Berechnung der Energiefreisetzung die unvollständige Verbrennung berücksichtigt werden /8/, das wird durch die Gleichung (3.2) beschrieben:

$$\dot{Q} = E_{O_2} (\dot{n}_0 c_0 - \dot{n}_K c_K^{O_2}) + \frac{c_K^{CO} \dot{n}_K}{2} (E_{O_2} - E_{CO}) \quad (3.2)$$

c_K ist die Kohlenmonoxidkonzentration in der Abzugsvorrichtung und E_{CO} die Energie, die pro m^3 Sauerstoff, der zur Erzeugung von CO verwendet wird, freigesetzt wird. Dieser Wert beträgt 23.1 MJ/m^3 . Der Faktor $1/2$ in dem Korrekturterm ist dadurch begründet, daß zur Erzeugung von 1 m^3 CO nur $1/2 \text{ m}^3 \text{ O}_2$ verbraucht wird.

Zu (b): Für die Bestimmung der Sauerstoffkonzentration wurden Analysatoren verwendet, die den Paramagnetismus des Sauerstoffs zur Erzeugung des Meßsignals ausnutzen. Für eine solche Art von Meßgeräten ist es erforderlich, der Gasprobe mit Hilfe einer Kühlfalle den Wasserdampf zu entziehen. Daher ist die im Sauerstoffanalysator gemessene Konzentration an Sauerstoff höher als an der Stelle, wo die Probe entnommen wurde. Das Verhältnis der Sauerstoffkonzentration zur Stickstoffkonzentration ändert sich jedoch in der Gasprobe nicht durch das Auskondensieren von Wasserdampf. Es gilt:

$$Z_K = \frac{c_K^{O_2}}{c_K^{N_2}} = \frac{c_{K,A}^{O_2}}{c_{K,A}^{N_2}} \quad \text{und} \quad Z_0 = \frac{c_0^{O_2}}{c_0^{N_2}} = \frac{c_{0,A}^{O_2}}{c_{0,A}^{N_2}} \quad (3.3)$$

Der Index K bezieht sich auf Konzentrationen im Kamin, der Index 0 auf Konzentration der eintretenden Luft. Ein zusätzlichen A im Index heißt, daß diese Konzentration die vom Analysegerät registrierte Größe ist.

Da bei der Verbrennung kein Stickstoff umgewandelt wird, gilt für das Gas N_2 der Massenerhaltungssatz:

$$c_0^{N_2} \dot{n}_0 = c_K^{N_2} \dot{n}_K \quad (3.4)$$

Mit der Gleichung (3.3) und (3.4) läßt sich die Gleichung (3.2) umschreiben:

$$\dot{Q} = \left[1 - \frac{Z_K}{Z_0} \left(1 + \frac{E_{CO} - E_{O_2}}{2 E_{CO}} \frac{c_{K,A}^{CO}}{c_{K,A}^{O_2}} \right) \right] E_{O_2} c_0^{O_2} \dot{n}_0 \quad (3.5)$$

Z_K und Z_O werden mit Hilfe der Gleichungen (3.3) bestimmt:

$$Z_K = \frac{\frac{O_2}{c_{K,A}}}{1 - c_{K,A} - \frac{CO}{c_{K,A}} - \frac{CO_2}{c_{K,A}}} \quad \text{und} \quad Z_O = \frac{\frac{O_2}{c_{O,A}}}{1 - c_{O,A} - \frac{CO_2}{c_{O,A}}} \quad (3.6)$$

In den Gleichungen (3.5) und (3.6) stehen als zu messende Größen die Gaskonzentrationen nach Auskondensieren des Wasserdampfes aus der Gasprobe und der Volumenstrom \dot{n}_O , der in die Versuchshalle einströmt (vgl. Bild 5).

Zu (c): Der Volumenstrom, der sich aus der in die Versuchshalle mit Ventilatoren eingeblasenen Frischluft und sämtlichen Anteilen, die durch Türen oder sonstige Undichtigkeiten auf Grund des Unterdrucks in die Halle einströmen, zusammensetzt, konnte nicht durch Messungen erfaßt werden. Gemessen werden konnte nur der Volumenstrom \dot{n}_K in der Abzugsanlage. Bei dem Verbrennungsvorgang ändert sich jedoch die Anzahl der Gasmoleküle und damit auch der Volumenstrom, so daß als zusätzliche Information die spezielle Verbrennungsgleichung, hier die für Zellulose, benötigt wird:



Aus der Gleichung 3.7 geht hervor, daß nach einem Verbrauch von 6 Sauerstoffmolekülen insgesamt 11 Moleküle vorhanden sind, das sind 5 zusätzliche. Die Volumenstromänderung kann also wie folgt angegeben werden:

$$\dot{n}_K - \dot{n}_O = \frac{5}{6} (\dot{n}_O c_{O_2} - \dot{n}_K c_{K_2}^{O_2}) \quad (3.8)$$

Der Volumenstrom \dot{n}_O kann daher bei Kenntnis der chemischen Reaktionsgleichung für die Verbrennung durch den Volumenstrom \dot{n}_K ausgedrückt werden:

$$\dot{n}_O = \dot{n}_K \frac{1 + \frac{5}{6} c_K^{O_2}}{1 + \frac{5}{6} c_O^{O_2}} \quad (3.9)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (3.5), (3.6) und (3.9), die speziell auf den zur Verfügung stehenden Versuchsstand, auf die zur Verfügung stehenden

Meßgeräte und auf die Verbrennung von Holz zugeschnitten sind, kann durch Messung der O_2 -, der CO_2 - und der CO -Konzentrationen im Kamin und des Massenstroms im Kamin die Gesamtenergiefreisetzung bestimmt werden.

3.4.5 Bestimmung der Dicke der Heißgasschicht

In der Preflashover-Phase des Brandes konnten in den Versuchen durch optische Beobachtung deutlich 2 Gasschichten unterschieden werden: Eine undurchsichtige Rauchgasschicht im oberen Brandraumbereich und eine klare Gasschicht im unteren Brandraumbereich. Die Temperatur und die Dicke der Heißgasschicht bestimmen wesentlich den zeitlichen Verlauf der Preflashoverphase und den Flashoverzeitpunkt und sind somit wichtige Meßgrößen. Neben der Auswertung der optischen Beobachtungen aus Video- und Photoaufnahmen wurde aus den Meßwerten der in verschiedenen Höhen angebrachten Thermoelemente der Verlauf der Grenze zwischen der heißen Gasschicht und der unteren kalten, sauerstoffreichen Gasschicht in Abhängigkeit von der Zeit bestimmt.

3.4.6 Bestimmung der Flammenausbreitungsgeschwindigkeit

Unter der Flammenausbreitungsgeschwindigkeit wird die von der Flammenfront in der Zeiteinheit zurückgelegte Strecke verstanden. Sie hängt u. a. ab von dem Brandraum, von den Strömungsverhältnissen im Brandraum und damit von der Brandraumventilierung, von der Verteilung der Brandlasten im Brandraum und vom Ort der Zündung der Brandlast. Mit der Kenntnis der Flammenausbreitungsgeschwindigkeit können Rückschlüsse auf die spezifische Abbrandrate gezogen werden. Meßtechnisch wurde die Größe dadurch erfaßt, daß mit Hilfe von in der Brandlast angebrachten Thermoelementen Temperatursprünge registriert wurden, die dann auftraten, wenn die entsprechenden Stellen von den Flammen erreicht waren.

3.4.7 Bestimmung der Rauchgaskomponenten im Brandraum

Um Aussagen über Qualität der Verbrennung zu machen und um die für eine Energiebilanz notwendige Kenntnis über die Rauchgaszusammensetzung zu erlangen, wurden an verschiedenen Stellen des Brandraumes Gasproben entnommen und hinsichtlich ihres Gehalts an CO , CO_2 und O_2 untersucht. In der Abbildung 4 sind die Gasentnahmestellen mit A1, A2 und A3 bezeichnet. Die Kenntnis der CO -Werte ist auch wegen eventueller toxicologi-

scher Risiken notwendig.

Weiterhin wurde in einigen Fällen versucht, den Wasserdampfgehalt der Verbrennungsprodukte zu bestimmen. Hierbei wurde die Meßmethode der Feuchtigkeitsmessung durch Absorption angewendet: Eine bestimmte Gasmenge wird in einem Gefäß über ein Trockenmittel geleitet. Aus der Massenzunahme des Trockenmittels und der reduzierten Gasmenge ergibt sich der Wasserdampfgehalt.

3.4.8 Bestimmung der Temperaturverteilung vor der Fassade

Zur Abschätzung der Gefahr, daß sich ein Raumbrand durch die Brandraumöffnungen über die äußere Gebäudefassade auf andere Brandabschnitte ausbreitet, ist die Kenntnis der Temperaturverteilung vor der Fassade wesentlich. Wie diese Verteilung in Abhängigkeit von der Geometrie der Brandraumöffnung, der Gestalt der Fassade und äußeren Windeinflüssen aussieht und wie hoch die Temperaturen vor der Fassade werden, ist in /47/ ausführlich experimentell untersucht worden. Um in den hier beschriebenen Brandversuchen Aussagen über die Fassadentemperaturen bei verschiedenen, durch Randbedingungen festgelegten Brandszenarien zu erhalten, ist oberhalb der Ventilationsöffnung eine Fassade durch mit Mineralfaserwolle isolierte Stahlbleche simuliert worden. Vor der Fassade wurde mit Hilfe eines Gitters aus Ni Cr-Ni-Thermoelementen die Temperaturverteilung bestimmt.

3.4.9 Bestimmung der Gasgeschwindigkeiten

Neben der Temperatur der aus dem Brandraum ausströmenden Gase ist die Heißgasgeschwindigkeit eine wesentliche Kenngröße zur Bestimmung des den Brandraum verlassenden konvektiven Wärmestroms. Auf Grund der hohen Temperaturen der ausströmenden Brandgase ist eine Geschwindigkeitsmessung mit Flügelradanemometern nicht möglich. Es wurden daher in den letzten Versuchen (ab Januar 1986) sogenannte "bidirectional probes" /48/ eingesetzt. Die durch die Ausströmungsgeschwindigkeit erzeugte Druckdifferenz wurde in einen Druckumwandler kapazitiv in ein elektrisches Signal umgewandelt und der Vielstellenmeßanlage zugeführt. Um aus dem Differenzdruck die Gasgeschwindigkeit zu bestimmen, ist die Kenntnis der Heißgastemperatur am Meßort erforderlich. Hierzu wurden in unmittelbarer Nähe der bidirectional probes Absaugpyrometer eingesetzt.

3.4.10 Bestimmung des Energiestromes in die Brandraumwände

Zur Bestimmung des Energiestromes in die Wand wurden Meßsteine aus Beton oder Leichtbeton hergestellt und in die Brandraumwand eingebaut. In definierten Abständen von der dem Brandraum zugewandten Seite befanden sich innerhalb der Meßsteine Ni Cr-Ni-Thermoelemente, die während der Brandversuche Auskunft über das Temperaturprofil in der Wand gaben. Mit Hilfe einer Energiebilanz für die Brandraumwand, in der sowohl die in der Wand gespeicherte Wärme als auch die durch die Wand geleitete Wärme berücksichtigt wird, kann der durch die Wandoberfläche fließende Wärmestrom bestimmt werden.

Weiterhin wurden mit Hilfe eines wassergekühlten Wärmestromdichtmeßgerätes Aussagen über den Wärmestrom gewonnen. Das Wärmestromdichtemeßgerät besteht im wesentlichen aus einer kreisförmigen Metallfolie, die in der Ebene der Wandoberfläche parallel zur Wandoberfläche angebracht werden muß. Da der Rand der Folie mit einem Wasserkühlsystem gekühlt wird, entsteht eine Temperaturdifferenz zwischen Folienmitte und Folienrand, die ein Maß für den radial von der Mitte zum Rand fließenden Wärmestrom ist. Der Nachteil dieses Geräts ist, daß der gemessene radiale Wärmestrom meist größer ist als der Wärmestrom, der durch die Brandraumwand fließt, da durch die Wasserkühlung ein relativ großer Temperaturgradient aufgebaut wird. Daher ist es nicht möglich, mit diesem Meßgerät absolute Werte zu messen. Der Vorteil ist die sehr einfache Handhabung.

3.4.11 Liste der verwendeten Meßgeräte

- Vielstellenmeßanlagen:
- a) 3530 ORION Logging System
Solartron Instrumentation Group
 - b) VTT/KOS 80
VTT/KOS 8126
Beschreibung siehe /49/
- Absaugpyrometer: hergestellt im Technical Research Centre of Finland, Beschreibung siehe /49/
- Mantelthermoelemente: Ni Cr-Ni, Durchmesser 3.0 mm,
Mantel aus Inconel

- Strahlungspyrometer: Infratherm - Meßumformer IN 2/9
Meßbereiche 0 bis 400°C
200 bis 800°C
500 bis 1300°C
Gulton GmbH, Frankfurt
- Wiegebühnen: Stahlgerüst, belegt mit Feuerleichtsteinen
"Supo Li 126 NF"
Eigenbau Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz, TU Braunschweig
- Kraftmeßdosen: Typ C3 H2/2t
Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH
- Meßverstärker: Typ KWS 50.D7
Hottinger Baldwin Meßtechnik GmbH
- Gasanalyse: Hartmann und Braun Magnos 4G
Uras 7N
Mayhak Unor 6N
Oxygor 6N
- Geschwindigkeitsmessung: a) Prandtl - Staurohr, Typ StAP
Firma Gothe
b) bidirectional probes
Eigenbau Institut für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz, TU Braunschweig (vgl. /48/)
- Wärmestrommessung: Medtherm Typ 64-10-18
- Zwangsventilation: Ventilator HBB-25
maximale Gebläseleistung: 7 m³/sec

4 Versuchsergebnisse

4.1 Generelle Anmerkungen zu den Versuchsergebnissen

Für eine kritische Analyse und Bewertung von Versuchsergebnissen ist es notwendig, daß man sich Gedanken über die Genauigkeit und die Aussagekraft der Meßwerte macht. Weiterhin ist wesentlich, ob wirklich die bewußt eingestellte Randbedingung das gemessene Ergebnis verursacht hat oder ob andere, unter Umständen nicht registrierte Einflüsse dafür verantwortlich sind. Ein Beispiel soll den letztgenannten Punkt verdeutlichen: Der Flashoverzeitpunkt beim natürlichen Brand hängt wesentlich von der Ventilationsöffnung ab, da durch die Anordnung und die Größe der Ventilationsöffnungen die Bildung einer Heißgasschicht und damit die Einwirkung des Brandraumes auf das Brandgeschehen bestimmt wird. Variiert man die Größe der Brandraumöffnung, um diesen Zusammenhang quantitativ zu untersuchen, so kann zusätzlich durch nicht unmittelbar einstellbare Brandlastparameter, wie zum Beispiel die Oberflächenbeschaffenheit der Holzkrippen, der Feuchtegehalt und der Harzgehalt im Holz oder die Dichte des verwendeten Holzes das Ergebnis stark beeinflusst werden. Beispielsweise hat die Erhöhung des Wasseranteils im Holz von 9 % auf 16 % bei ansonsten exakt den selben Versuchsbedingungen dazu geführt, daß kein Flashover auftrat, im Gegensatz zu einem Flashover nach 37 Versuchsminuten mit einer anschließenden Energiefreisetzung von ca. 7 MW in dem Brandversuch, wo das Holz einen Feuchtigkeitsgehalt von 9 % aufwies.

Die brandlastspezifischen Versuchsparameter lassen sich unter Umständen in Full-Scale-Versuchen noch genau genug kontrollieren und einstellen, es gibt aber auch andere Faktoren, die die Versuchsergebnisse unkontrolliert beeinflussen können. Das sind zum Beispiel Witterungsverhältnisse. Aus terminlichen Gründen mußten Versuche zu allen Jahreszeiten durchgeführt werden, dabei bewegten sich die Umgebungstemperaturen in dem Bereich zwischen -20°C und $+30^{\circ}\text{C}$ und die relative Luftfeuchtigkeit zwischen 30 % und 90 %. Auch der Feuchtegehalt der Brandraumwände und besonders der Brandraumdecke war je nach Jahreszeit, Lagerort und Lagerdauer des Baumaterials vor den Versuchsserien unterschiedlich.

Bei der Entwicklung von quantitativen Zusammenhängen aus den hier be-

schriebenen Full-Scale-Brandversuchen muß man also folgendes beachten: Versuche in diesem Rahmen sind keine Laborversuche, in denen die Umgebungseinflüsse vom Experiment abgeschirmt werden können. Daher sind Resultate, die mit einer Genauigkeit von 20 % angegeben werden können, schon relativ genaue Resultate, wobei dieser genannte Bereich sicherlich nicht für alle Meßgrößen ausreicht, was das Beispiel mit den Flash-overzeiten bei unterschiedlichem Feuchtegehalt der Holzkrippen gezeigt hat.

4.2 Zwangsventilierte Brandversuche

4.2.1 Allgemeine Angaben

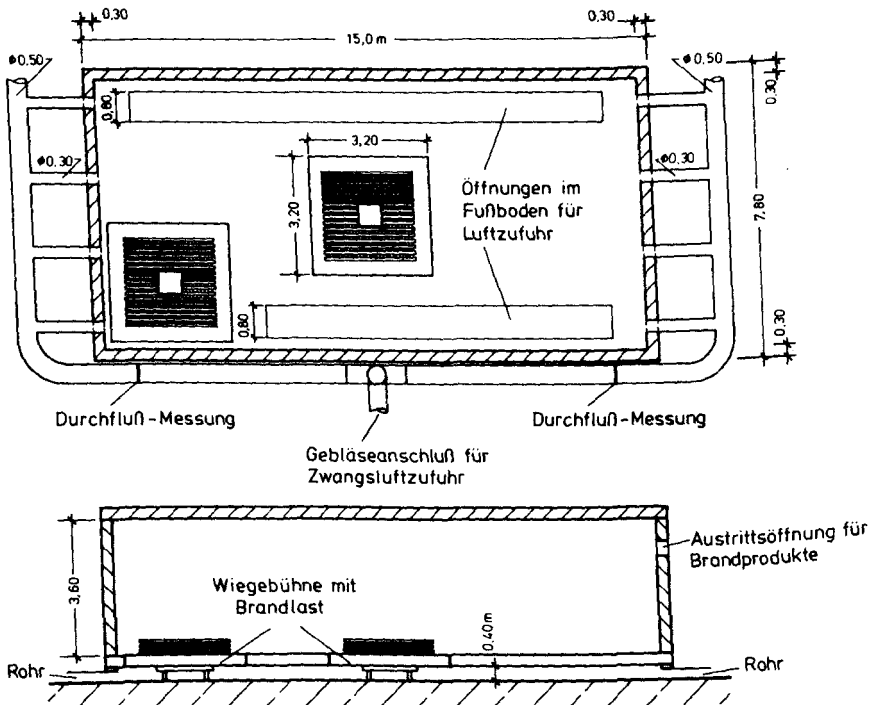


Abb.6 Brandraum mit Zwangsluftzuführung (Versuch SF-84/11)

Die Versuche mit Zwangsventilation wurden in dem der Größe nach mittleren der drei untersuchten Brandraumtypen durchgeführt. Im Bild 6 ist der Brandraum mit den im Versuch SF-84/11 (vgl. Bild 7) untersuchten Randbedingungen zu sehen. Das Bild gibt Auskunft über den Aufbau des Brandraumes, die Brandraumdimensionen und die Apparatur zur Zwangsventilation.

Im Bild 7 ist eine Übersicht über sämtliche Brandversuche zusammengestellt, die in dem Brandraum mit der Grundfläche von 104 m^2 durchgeführt wurden. Dem Bild sind die Versuchsbezeichnungen zu entnehmen, die im folgenden bei der Beschreibung der Resultate verwendet werden. Die Übersicht ist in 2 Bereiche unterteilt. Nach dem Versuch SF-83/5 mußte nämlich das Haus neu aufgebaut werden, da es in den ersten 5 Versuchen bedingt durch die relativ große Brandlast von 2000 kg Holz und durch die zu schwache Brandraumdeckenkonstruktion sehr stark in Mitleidenschaft gezogen war. In der zweiten Ausführung wurden die Deckenelemente durch eine Zusatzbewehrung, die sämtliche Deckenelemente miteinander verband, verstärkt. Außerdem wurde erst jetzt die Wiegebühne zur Bestimmung der Abbrandrate installiert, wodurch eine Erhöhung des Brandraumbodens um ca. 0.5 m erforderlich wurde. Weiterhin sind in dem Bild 7 die für den jeweiligen Versuch arrangierten Randbedingungen ersichtlich. Zur Charakterisierung der Ventilationsbedingung ist bei natürlicher Ventilation der sogenannte Ventilationsfaktor, das ist das Produkt aus der Öffnungsfläche und der Quadratwurzel der Öffnungshöhe, angegeben (vgl. 4.3) und bei der Zwangsventilation der auf 20°C und 1 bar Umgebungsdruck umgerechnete Volumendurchsatz der durch das Gebläse zugeführten Luft.

Für die Zwangsventilierung des Brandraumes wurde ein Gebläse (Typ HBB-25) verwendet, das imstande war, für einen maximalen Volumenstrom von 7 m^3 Luft pro Sekunde zu sorgen. Dieser vom Gebläse erzeugte Luftstrom wurde in ein Rohrleitungssystem geleitet, wo er aufgeteilt und dem Brandraum zugeführt wurde (vgl. Bild 6), teilweise wurden auch großflächige Fußbodenöffnungen gewählt. Durch das Verteilungssystem sollte dafür gesorgt werden, daß die Versuchsergebnisse nicht durch irgendwelche anordnungsspezifischen Strömungseffekte beeinflußt werden.

Die in den Brandversuchen mit Zwangsventilation zu untersuchenden Einflußgrößen waren die Brandlastanordnung und die pro Zeiteinheit dem Brandraum zugeführte Luftmenge. Die Brandlastmasse betrug in allen Fäl-

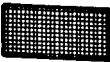

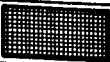

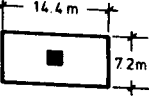



| Versuchs- bezeichnung | Brandlast | | Ventilation | |
|--------------------------|-----------|---|----------------------------|-----------------------|
| | Masse[kg] | Anordnung | $\sqrt{q_H}$ [$m^{5/2}$] | \dot{m} [m^3/h] |
| SF-83/1 | 2000 |  | 6,2 | |
| SF-83/2 | | | | |
| SF-83/3 | |  | 10,9 | |
| SF-83/4 | |  | | |
| SF-83/5 | |  | 12,7 | |
| SF-84/1 | 1000 | | | 7 500 |
| SF-84/2 | |  | | 23 500 |
| SF-84/3 | | | 4,0 | |
| SF-84/4 | | | | |
| SF-84/5 | | | 12,0 | |
| SF-84/6 | |  | 4,0 | |
| SF-84/7 | 900 | | 12,0 | |
| SF-84/8 | |  | 4,0 | |
| SF-84/9 | 800 | | | 23 500 |
| SF-84/10 | | | | 12 400 |
| SF-84/11 | 1000 | | | 22 600 |
| SF-84/12 | |  | | 10 200 |

Abb.7 Übersicht der Brandversuche (Brandraumgrundfläche 104 m²)

ten ca. 1000 kg Holz, das entweder zu einem Krippenstapel in der Brandraummitte, zu zwei Stapeln oder zu einem Brandlastteppich im Brandraum angeordnet wurde. Die Luftzufuhr wurde im Bereich $7500 \text{ m}^3 \leq \dot{m} \leq 23500 \text{ m}^3$ variiert (vgl. Bild 7, SF-84/1, SF-84/2 und SF-84/9 bis SF-84/12).

Die in diesen Versuchen zu klärenden Fragen waren die folgenden:

1. Wie hängt die zeitliche Entwicklung des Brandgeschehens von der Brandlastkonfiguration und der Ventilationsbedingung ab?
2. Wie groß ist die maximale Abbrandrate oder die maximale Energiefreisetzung bei den unterschiedlichen Randbedingungen (und besteht die Möglichkeit, eine empirische Formel anzugeben, die diese Zusammenhänge beschreibt und in die die eingestellten Versuchsparameter einfließen?)
3. Welche Temperaturen stellen sich im Brandraum ein und wie ist die räumliche Temperaturverteilung?
4. Welche Bedingungen führen zum Flashover?

Diesen Fragestellungen wird in den Kapiteln 4.2.2 bis 4.2.6 nachgegangen.

4.2.2 Zeitliche Entwicklung des Brandgeschehens

Für den zeitlichen Ablauf des Brandgeschehens ist während der Preflashoverphase im wesentlichen die Brandlastkonfiguration und für die Postflashoverphase der Brandraum, die Masse der vorhandenen Brandlast und die Zwangsluftzufuhr verantwortlich. Die Preflashoverphase und die Dauer bis zum Flashover wird auch durch die Art der Zündung bestimmt. Um die Möglichkeit zu haben, die Resultate mit anderen Forschungsergebnissen zu vergleichen, wurden Brandlaststapel, die aus mehreren Holzkrippen bestanden, in der Mitte der Grundfläche der Krippen angezündet (vgl. z.B. /20, 21/). In Bild 8 ist eine Holzkrippe und ein Brandlaststapel, wie in den Versuchen SF-84/1, SF-84/2, SF-84/11 und SF-84/12 verwendet, aufgezeichnet. Für den Brandlaststapel sind auch die Zündorte angegeben. Als Zündenergie wurde an jedem der angegebenen Stellen ein halber Liter Heptan verwendet. In den Versuchen mit im Brandraum gleichmäßig verteilter Brandlast wurde die mittlere Krippe an der kurzen Brandraumwand angezündet.

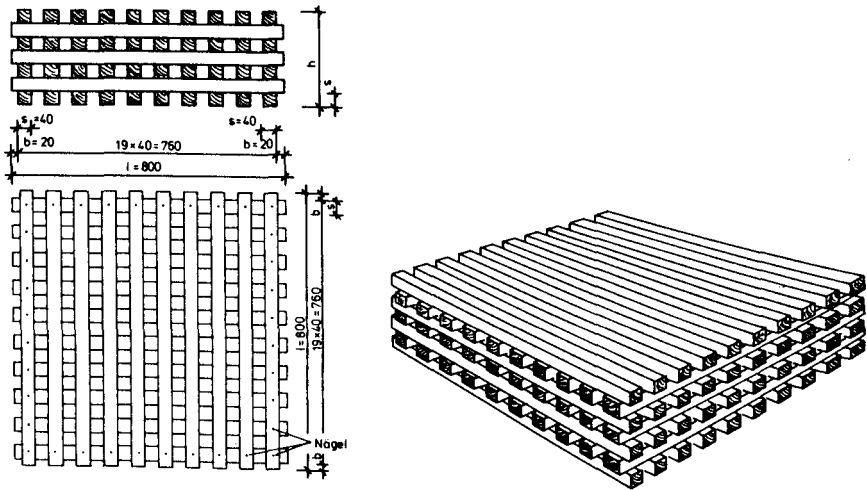


Abb.8 Holzkrippe und Brandlaststapel

Durch das Heptan, daß sich in einer flachen Schale mit einem Durchmesser von 30 cm befand, wurde der Teil der Krippe, der sich über der Schale befand, gezündet. Dieser brennende Teil der Krippe, der der geometrischen Gestalt nach einem Zylinder ähnelt, breitet sich horizontal durch Vergrößerung des Zylinderradius aus. Die treibende Kraft hierfür ist die Strahlung, die von den Flammen und den brennenden Krippenteilen ausgeht und die die noch nicht brennenden Stäbe erhitzt, die dann bei Erreichen der Zündtemperatur auch anfangen zu brennen. Wie schnell sich der Zylinderradius vergrößert und dadurch die Flammenfront den Rand der Krippe erreicht, hängt von der Krippengeometrie ab. Die Stabdicke b und die Anzahl n der Stäbe pro Schicht bei einer bestimmten Stablänge l bestimmen nämlich sowohl die Größe der Holzfläche, die von den Flammen der bereits brennenden Krippenteile Strahlung empfangen können als auch die Luftmenge, die durch die Krippenöffnung nach innen zum Brandort strömen kann. Man kann hier in der Brandentstehungsphase also von einer Art "Brandlastfeedback" sprechen; von der entfernten Umgebung, die durch den Brandraum und die Ventilation festgelegt wird, "merkt" der Brand in dieser Phase noch nichts. Voraussetzung hierfür ist jedoch, daß außerhalb der Holzkrippen der Sauerstoffgehalt noch nicht vermindert ist und daß nicht durch bestimmte Strömungsverhältnisse im Brandraum die freie Luftströmung in den Brandlaststapel und im Brandlaststapel forciert oder behindert wird.

Eine mathematische Formulierung dieser Gedanken führt letztendlich zu der Erkenntnis, daß die radiale Flammenausbreitungsgeschwindigkeit v_r in einer Holzkrippe proportional zu dem Verhältnis aus der Stablänge l und der Anzahl n der Stäbe pro Schicht in der Krippe ist [21/:

$$v_r \sim \frac{1}{n} \quad (4.1)$$

Die Geschwindigkeit hängt also nicht von der Krippenhöhe ab, so daß sie in der Brandentstehungsphase für alle hier beschriebenen Versuche gleich oder zumindest in der gleichen Größenordnung liegen sollte. Delichatsios [21/ hat in Experimenten als Proportionalitätsfaktor zwischen v_r und $1/n$ den Wert $0,045 \text{ s}^{-1}$ gefunden, was für die in den hier beschriebenen Großbrandversuchen verwendete Krippengeometrie ($1/n = 8 \text{ cm}$) eine radiale Ausbreitungsgeschwindigkeit von 21.6 cm/min ergibt.

Setzt man in der Brandentstehungsphase eine konstante radiale Ausbreitungsgeschwindigkeit voraus, was die Untersuchungen von Delichatsios bestätigen, dann kann man unter Annahme einer konstanten spezifischen Abbrandrate r_{sp} die Abbrandrate \dot{R} berechnen:

$$\dot{R}(t) = \dot{r}_{sp} \cdot \pi \cdot (r(t))^2 \cdot h \quad (4.2)$$

Hier ist $r^2 h$ das zur Zeit t brennende Volumen in der Krippe, das, wie oben dargelegt wurde, die Form eines Zylinders hat. h ist die Höhe der Holzkrippe und der Zylinderradius r wird aus der Ausbreitungsgeschwindigkeit v_r bestimmt:

$$r(t) = \int v_r dt = v_r t \quad (4.3)$$

Die spezifische Abbrandrate kann aus der scheinbaren Dichte des Holzes, ρ_s und der Zeit t_b berechnet werden, die vom Entzünden bis zum Erlöschen eines Volumenelements vergeht.

$$\dot{r}_{sp} = \frac{\rho_s}{t_b} \quad (4.4)$$

Die scheinbare Dichte ist die wahre Dichte des Holzes multipliziert mit dem Verhältnis vom Volumen der Krippe zu dem Volumen des Holzes in der Krippe. Aus den Gleichungen (4.2) bis (4.4) folgt die Beziehung für die zeitliche Entwicklung der Abbrandrate in der Brandentstehungsphase:

$$\dot{R}(t) = \sqrt{\frac{\rho_s}{t_B}} \cdot h \cdot v_r^2 \cdot t^2 \quad (4.5)$$

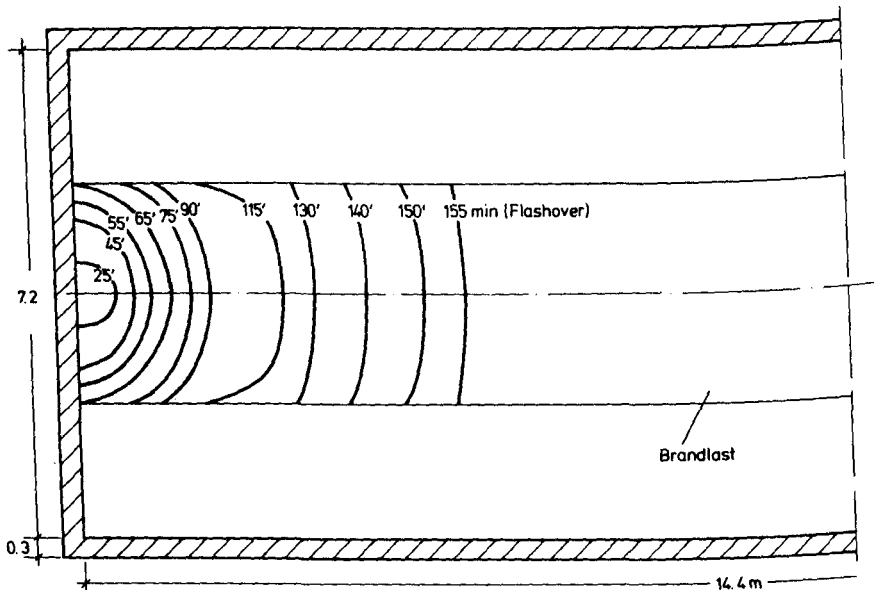


Abb.9 Verlauf der Flammenfront zu verschiedenen Zeiten (Versuch SF-84/10)

Mit den hier getroffenen Annahmen, das waren im wesentlichen die konstante radiale Flammenausbreitungsgeschwindigkeit und die konstante spezifische Abbrandrate, steigt die Abbrandrate \dot{R} so lange, bis die ganze Krippe brennt, quadratisch mit der Zeit an. Voraussetzung hierfür ist selbstverständlich auch, daß die Branddauer t_B größer ist als die Zeit, die vergeht, bis die Flammen den Rand der Krippe erreicht haben. Dies ist nur bei Versuchen mit Brandlaststapeln der Fall, bei Verwendung von auf dem Brandraumboden gleichmäßig verteilter Brandlast sieht es etwas anders aus: Die brennende Krippenoberfläche breitet sich zunächst halbkreisförmig aus, bis der rechte und der linke Brandlastrand erreicht sind. Anschließend bewegt sich eine gerade Brandlastfront durch den Brandraum, die Größe der brennenden Fläche wird durch die Branddauer t_B bestimmt: Nach Verstreichen der Zeit t_B brennt immer ein konstant großer Teil des Holzes und die Abbrandrate bleibt dann konstant. In der Abbildung 9 ist der Verlauf der Flammenfront für verschiedene Zeiten aufgezeichnet.

Es sei nochmals darauf hingewiesen, daß die bisher angestellten Überlegungen sich ausschließlich auf die Brandentstehungsphase beziehen, die Einwirkung des Brandraumes und der Brandraumventilation auf das Brandgeschehen sind noch nicht zum Tragen gekommen. Nach der Brandentstehungsphase kann der Brandraum bewirken, daß z.B. im Falle der Brandlaststapel die Energiefreisetzung schneller als quadratisch anwächst, dadurch daß die Heißgasschicht durch Strahlung die noch nicht in das Brandgeschehen einbezogene Brandlast erhitzt, was u.U. zum Flashover führt. Weiterhin kann die vorliegende Ventilation ein Ansteigen der Abbrandrate über einen bestimmten Maximalwert verhindern (vgl. Kapitel 4.2.3.).

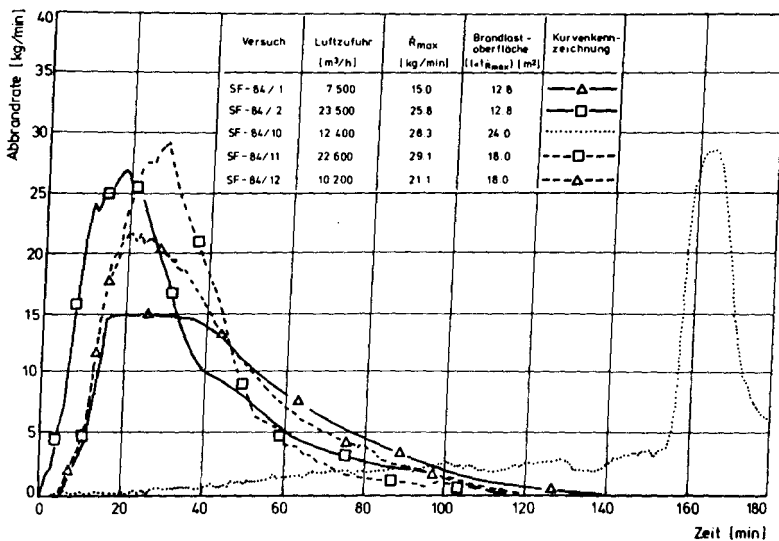


Abb.10 Abbrandraten als Funktion der Zeit für Versuche mit Zwangsventilation

In der Abbildung 10 ist für die Versuche mit Zwangsventilation die Abbrandrate als Funktion der Zeit aufgetragen. Es fehlt in der Zeichnung der Versuch SF-84/9. Während dieses Versuches kam es nicht zum Flashover und damit nicht zu einer nennenswerten Energiefreisetzung. Bedingt durch die niedrige Flammenausbreitungsgeschwindigkeit war die Energiefreisetzung so gering, daß sie durch die mit der Zwangsventilation erzeugten Konvektion dem Brandraum entzogen wurde. Die Bildung einer Heißgasschicht wurde verhindert und ein Aufheizen der noch nicht entzündeten Brandlasten durch die Rückwirkung des Brandraumes auf das Brandge-

schehen fand nicht statt. Während der gesamten Versuchsdauer blieb die Ausbreitungsgeschwindigkeit daher wie in der Brandentstehungsphase konstant und der Zustand im Brandraum blieb stabil (vgl. 4.2.6).

Die in der Abbildung 10 gezeichneten Abbrandraten zeigen im Fall der mit Brandlaststapeln durchgeführten Versuche, das sind die durchgezogenen und gestrichelt gezeichneten Kurven, alle einen qualitativ ähnlichen Verlauf: Einem wie in Gleichung (4.5) beschriebenen quadratischen Anstieg folgt ein Bereich, in dem die Abbrandrate an ihrem weiteren Anstieg durch die im Versuch eingestellten Randbedingungen gehindert wird und für eine gewisse Zeit, die von der noch zur Verfügung stehenden Brandlast abhängt, annähernd konstant bleibt. Dies ist besonders deutlich bei dem Versuch SF-84/1 zu sehen. Diesem konstanten Bereich, der auf eine ventilationsgesteuerte Brandphase hindeutet, folgt ein Abfallen der Abbrandrate, wobei die Abbrandrate dann beginnt wieder abzunehmen, wenn etwa 40 % bis 50 % der ursprünglichen Brandlast umgesetzt ist.

Für den abfallenden Bereich läßt sich eine mathematische Formulierung angeben, wenn man von dem Ansatz ausgeht, daß die noch vorhandene Restbrandlast von einem gewissen Zeitpunkt an exponentiell abfällt.

$$R = R(t_2) e^{-\frac{1}{\tau} (t-t_2)} \quad (4.6)$$

$R(t_2)$ ist die Restbrandlast, die zur Zeit t_2 (vgl. Abb.11) noch vorhanden ist, nachdem die Zeitspanne der konstanten Abbrandrate vorüber ist. In der Spalte 7 der Tabelle in Bild 11 sind die Werte $R(t_2)$ für die Versuche mit Zwangsventilation angegeben. Durch Bildung der Ableitung der Restbrandlast nach der Zeit erhält man die Gleichung, die die zeitliche Abhängigkeit der Abbrandrate beschreibt:

$$\dot{R} = -\frac{dR}{dt} = \frac{1}{\tau} R(t_2) e^{-\frac{t-t_2}{\tau}} \quad (4.7)$$

Zur Zeit $t = t_2$ gilt:

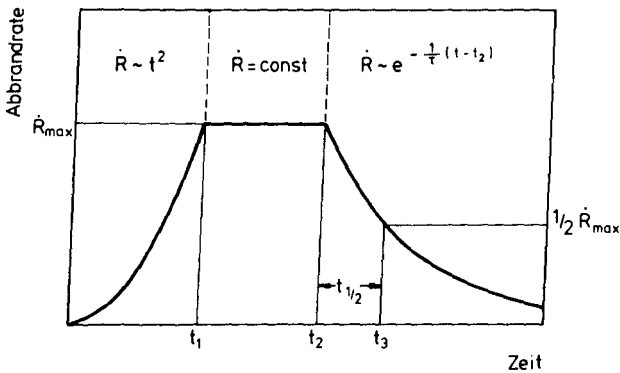
$$\dot{R}(t_2) = \dot{R}_{\max} = \frac{1}{\tau} R(t_2) \quad (4.8)$$

Eine die fallende Exponentialfunktion charakterisierende Größe ist die Zeit $t_{1/2}$, in der die Abbrandrate von dem Wert \dot{R}_{\max} auf den halben Wert $\dot{R}_{\max}/2$ abgefallen ist. Sie kann aus der Gleichung

$$\dot{R}(t_3) = \frac{1}{2} \dot{R}_{\max} = \frac{1}{\tau} R(t_2) e^{-\frac{t_3 - t_2}{\tau}} \quad (4.9)$$

und der Gleichung (4.8) berechnet werden:

$$t_3 - t_2 = \frac{R(t_2)}{\dot{R}_{\max}} \ln 2 = t_{1/2} \quad (4.10)$$



| Versuch | (1) V_f [cm/min] | (2) t_B [min] | (3) h [cm] | (4) $\frac{\pi \rho_s \cdot h}{t_B} V_f^2$ [kg/min ³] | (5) $t_{1/2}$ [min] | (6) \dot{R}_{\max} [kg/min] | (7) $R(t_2)$ [kg] | (8) $\frac{R(t_2)}{\dot{R}_{\max}} \ln 2$ [min] |
|----------|--------------------------|-----------------------|--------------------|---|---------------------------|-------------------------------------|-------------------------|---|
| SF-84/1 | 2 | 20 | 80 | 0.013 | 25 | 15.0 | 540 | 25.0 |
| SF-84/2 | 4 | 20 | 80 | 0.050 | 13 | 25.8 | 568 | 15.3 |
| SF-84/9 | | 20 | 8 | | kein Flashover | | | |
| SF-84/10 | | 20 | 8 | | 6 | 28.3 | 292 | 7.2 |
| SF-84/11 | 3 | 20 | 40 | 0.014 | 15 | 29.1 | 545 | 13.0 |
| SF-84/12 | 3 | 20 | 40 | 0.014 | 21 | 21.1 | 600 | 19.7 |

Abb.11 Drei charakteristische Bereiche der Abbrandrate-Zeit-Funktion
Tabelle: Resultate aus Versuchen mit Zwangsventilation

Insgesamt ergeben sich also für die Abbrandrate-Zeit-Funktion im Fall der Stapelbrandlasten drei Bereiche:

1. Die durch den quadratischen Anstieg charakterisierte Brandentstehungsphase. Hier sind die bestimmenden Größen die radiale Flammenausbreitungsgeschwindigkeit und die spezifische Abbrandrate oder die Branddauer eines Brandlastelementes, die Zusammen-

hänge werden durch die Gleichung (4.5) beschrieben.

2. Der Bereich der konstanten Abbrandrate. Die Abbrandrate hat ihren Maximalwert, der durch die Versuchsparameter bestimmt wird, erreicht (vgl. Kap. 4.2.3.).
3. Der Bereich, der durch den exponentiellen Abfall der Abbrandrate beschrieben wird. Die bestimmenden Größen sind in diesem Bereich die maximale Abbrandrate und die Restbrandlast $R(t_2)$, die fallende Exponentialfunktion ist durch die Gleichung 4.7, 4.8 und 4.10 bestimmt.

In der Abbildung 11 sind die 3 Bereiche, aus der die Abbrandrate-Zeit-Funktion besteht, aufgezeichnet. Die mathematische Formulierung für die Anstiegsphase und den abfallenden Teil der Kurve ist angegeben. In der Tabelle unter der Kurve sind die Größen angegeben, die als Resultate den Experimenten entnommen wurden und mit denen sich die Funktion $\dot{R} = f(t)$ auch quantitativ für die jeweiligen speziellen Bedingungen angeben läßt. Die aus dem Bild 10 entnommenen Werte für $t_{1/2}$ sind den mit der Gleichung 4.10 berechneten Werten gegenübergestellt (Spalte 5 und 8 der Tabelle).

Ein Vergleich der Spalten 5 und 8 in der Tabelle der Abbildung 11 zeigt, daß die Gleichung (4.7) die zeitliche Abhängigkeit der Abbrandrate für die Abkühlphase gut wiedergibt. Der relative Fehler, der bei der Berechnung der Zeitspanne $t_{1/2}$ nach Gleichung (4.10) gemacht wird, beträgt im ungünstigsten Fall 20 % (Versuch SF-84/10), bei den Versuchen SF-84/1 und SF-84/12 stimmen Theoriewerte und Meßwerte überein.

Inwieweit die Brandentstehungsphase durch die Gleichung (4.5) realitätsnah wiedergegeben wird, soll die Abbildung 12 zeigen. Hier ist für die 4 Versuche mit Brandlaststapeln die mit Hilfe des Sauerstoffverbrauchs bestimmte Abbrandrate für die ersten 20 Minuten des Brandversuches aufgetragen. Zusätzlich sind die mit den Werten aus Spalte 4 der Tabelle in Bild 11 berechneten Abbrandraten eingezeichnet, die Werte wurden noch mit 4 multipliziert wegen der simultanen Zündung an 4 Stellen. Es handelt sich hier nicht etwa um Theoriekurven, die mit Hilfe einer Parametervariation an die Meßkurven angepaßt wurden, sondern es wurden die Meßwerte bezüglich der radialen Ausbreitungsgeschwindigkeit, einige Brandlastdaten und die aus Beobachtungen während des Versuchs SF-84/10 mit verteilter Brandlast gewonnene Branddauer t_b in die Gleichung (4.5)

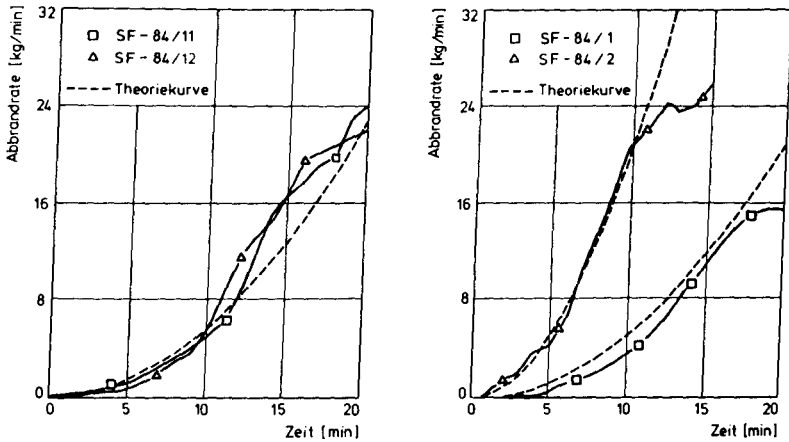


Abb.12 Brandentstehungsphase für Brandversuche mit Brandlaststapeln:
 $R \sim t^2$

eingesetzt. Die gute Übereinstimmung von Theoriekurven und Meßkurven zeigt, daß die quadratische Abhängigkeit der Abbrandrate von der Zeit sehr gut die Brandentstehungsphase beschreibt. Die bei der Herleitung der Gleichung (4.5) getroffene Voraussetzung einer konstanten spezifischen Abbrandrate ist offensichtlich gut erfüllt.

Als kritische Meßgröße erweist sich hier die radiale Flammenausbreitungsgeschwindigkeit, die nicht etwa, wie in [21] angegeben ist, für eine feste Krippenkonfiguration als konstant anzusehen ist. Ein Vergleich der Resultate aus den Versuchen SF-84/1 und SF-84/2 zeigt nämlich, daß die Ausbreitungsgeschwindigkeit hier für verschiedene Luftraten unterschiedlich ist. Das deutet darauf hin, daß die Zwangsventilation für bestimmte Luftströmungen im Brandraum sorgte und daß deshalb der Abbrand der Holzkrippen während der Brandentstehungsphase nicht mehr einem Abbrand im Freien entsprach. Bei den Versuchen SF-84/11 und SF-84/12 wurde daher die Ventilierung des Brandraumes dahingehend geändert, daß die Luft jetzt durch große Öffnungen im Brandraumboden zugeführt wurde (vgl. Bild 6). Messungen im Brandraum bei eingeschaltetem Luftgebläse zeigten, daß bei dieser Anordnung auch bei sehr hohen Gebläseleistungen im Bereich der Brandlaststapel keine meßbaren Strömungsgeschwindigkeiten auftraten. Für diese Versuche ist die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit innerhalb der Holzkrippen dann auch unabhängig von der pro Zeitein-

heit dem Brandraum zugeführten Luft, was durch Vergleich der beiden Meßkurven in der Abbildung 12a zu sehen ist.

Die Abhängigkeit der Flammenausbreitung und damit des zeitlichen Ablaufs des Brandgeschehens von durch die Zwangsventilierung verursachten Luftströmungen war für die durchzuführenden Untersuchungen ein unerwünschter Effekt, da er mit dem geplanten Meßaufwand quantitativ nicht beschreibbar war. Dies ist ein Grund dafür, daß in weiteren Versuchen ausschließlich mit natürlicher Ventilation gearbeitet wurde.

Noch eine Bemerkung zu der Flammenausbreitungsgeschwindigkeit: Wie schon zu Beginn dieses Abschnitts 4.2.2. erwähnt, folgt aus /21/, daß die Ausbreitungsgeschwindigkeit für die in den C3 - Brandversuchen verwendete Krippengeometrie etwa 22 cm/min betragen mußte. Den Holzkrippen, für die dieser Wert ermittelt wurde, wurde vor den Versuchen durch Lagerung im Klimaschrank bei ca. 95 °C das Wasser entzogen. In C3 Brandversuchen, in denen Holz mit einem Feuchtegehalt von ungefähr 10 % eingesetzt wurde, waren die Ausbreitungsgeschwindigkeiten mit 2 cm/min bis 4 cm/min wesentlich geringer. Untersuchungen, inwieweit die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Brandlasteigenschaften wie Feuchtegehalt, Dichte, Wärmeleitfähigkeit und spezifischer Wärme abhängen, liegen, soweit bekannt, nicht vor. Da auch während der C3 - Forschung darauf verzichtet wurde, gezielt die Materialeigenschaften der Brandlast zu variieren, kann auch hier die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit nicht durch Kenntnis der brandlastspezifischen Größen berechnet werden sondern muß als Meßresultat den jeweiligen Versuchen entnommen werden.

4.2.3 Die maximale Abbrandrate

Im letzten Abschnitt wurde gezeigt, daß zur Beschreibung des Brandgeschehens die maximale Abbrandrate eine wesentliche Größe ist. Sie bestimmt das Ende der Brandentstehungsphase, die Dauer des Vollbrandes und auch die die Abkühlphase charakterisierende Größe $t_{1/2}$ (vgl. Bild 11). Für die höchstens während eines Brandes erreichbare Abbrandrate ist sicherlich die der Verbrennungsreaktion zur Verfügung stehende Luft eine Begrenzung. Wenn während der ventilationsgesteuerten Brandphase der gesamte dem Brandraum zugeführte Sauerstoff an der Verbrennung teilnehmen würde, dann wäre die maximale Abbrandrate direkt proportional der Luftzufuhrrate \dot{m} :

$$\dot{R}_{\max} = \frac{1}{r} \dot{m} S_{\text{Luft}} \quad (4.11)$$

Hier ist r der bei stöchiometrischen Verbrennung benötigte Luftbedarf pro kg Brennstoff, der Zahlenwert von r ist ca. 5 kg Luft pro kg Holz.

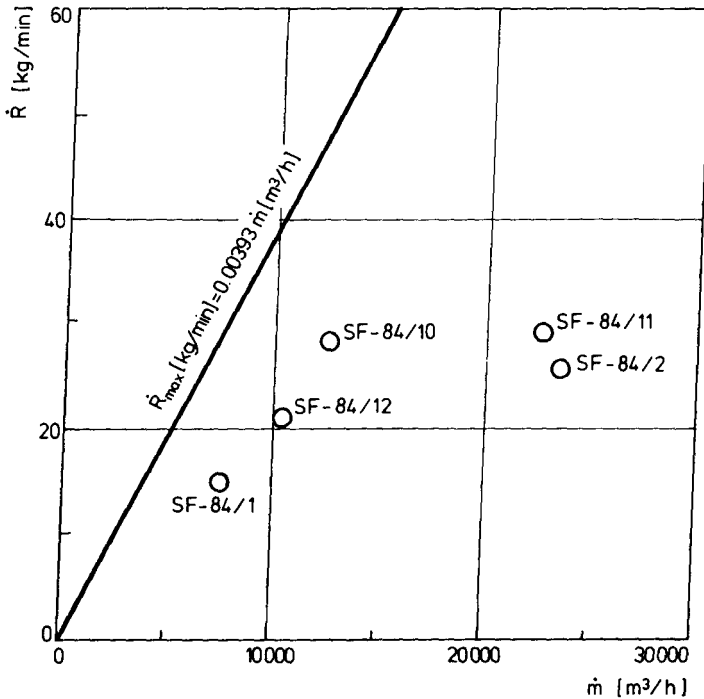


Abb.13 Gemessene maximale Abbrandraten für verschiedene Luftzufuhrraten

Im Bild 13 sind die während der mit Zwangsventilation durchgeführten Brandversuche gemessenen maximalen Abbrandraten über der Luftzufuhr rate aufgetragen. Zusätzlich ist die durch Gleichung (4.11) beschriebene Gerade mit eingezeichnet. Dem Bild ist zu entnehmen, daß einerseits die im Brandversuch aufgetretenen maximalen Abbrandraten wesentlich geringer waren, als sie es auf Grund der zur Verfügung stehenden Luft hätten sein können, und daß andererseits der Quotient \dot{R}_{\max}/\dot{m} keine konstante Größe ist, wie er es bei Gültigkeit der Gleichung (4.11) sein müßte.

Daß ein solch einfacher Zusammenhang zwischen der maximalen Abbrandrate

und der Luftzufuhrate für Holzkrippenbrände in Brandräumen dieser Größe nicht besteht, war zu erwarten. Schon in den ersten im Teilprojekt C3 durchgeführten Brandversuchen war man zu der Erkenntnis gekommen, daß neben der dem Brandraum zugeführten Luft auch die Oberfläche der Brandlast und das Verhältnis des Holzvolumens zum Gesamtvolumen der Krippen einen entscheidenden Einfluß auf die maximale Abbrandrate haben /37,38/. Der Grund hierfür ist, daß nicht der gesamte Sauerstoff wegen der nur begrenzt zur Verfügung stehenden pyrolysierenden Holzoberfläche an der Verbrennungsreaktion teilnehmen kann während der relativ kurzen Zeit, die sich die Luft im Brandraum befindet, bevor sie ihn wieder durch die Ventilationsöffnung verläßt. Eine Luftzufuhrate von 23500 m³/h, wie sie bei dem Versuch SF-84/2 vorlag, bedeutet bei dem Brandraumvolumen von ca. 370 m³ mehr als einen vollständigen Luftaustausch pro Minute, wobei zusätzlich zu berücksichtigen ist, daß die unter Umgebungstemperatur in den Brandraum einströmende Luft durch Aufheizen auf Brandraumtemperatur ihre Dichte um den Faktor 2 bis 3 verringert.

Aus dem bisher Gesagten geht hervor, daß die Abweichung des Quotienten $\frac{\dot{R}_{\max}}{\dot{m}}$ von seinem durch (4.11) beschriebenen theoretischen Maximalwert umso größer ausfallen wird, je kürzer die Verweildauer der durch Zwangsventilation zugeführten Luft im Brandraum ist und je kleiner die Brandlastoberfläche ist. Da eine kurze Verweildauer eine hohe Luftzufuhrate bedeutet, ist die erhöhte Abweichung des Quotienten vom Maximalwert bei einer relativ kurzen Verweildauer der Luft im Brandraum qualitativ dem Bild 13 zu entnehmen; bezüglich der Abhängigkeit von der Brandlastoberfläche kann diesem Bild jedoch keine Information entnommen werden. Es liegt daher nahe, das Verhältnis $\frac{\dot{R}_{\max}}{\dot{m}}$ in Abhängigkeit von dem Quotienten aus der zur Flashoverzeit zur Verfügung stehenden Brandlastoberfläche F_B und der Luftzufuhrate \dot{m} zu untersuchen:

$$\frac{\dot{R}_{\max}}{\dot{m}} = f \left(\frac{F_B}{\dot{m}} \right) \quad (4.12)$$

Das ist in der der Abbildung 14 zu Grunde liegenden Berechnung durchgeführt worden. Die für die Berechnung der Abszissenwerte verwendeten Brandlastoberflächen sind in der Tabelle der Abbildung 10 angegeben. Bei Brandversuchen mit Brandlaststapeln ist unter der Annahme, daß zum Flashoverzeitpunkt der Stapel noch unzerstört ist, als Oberfläche die gesamte äußere Fläche der Stapel berechnet worden. Für den Versuch SF-84/10, bei dem die Brandlast als "Teppich" im Brandraum verteilt war,

ist die beim Zeitpunkt des Flashover noch zur Verfügung stehende Brandlastoberfläche dem Bild 9 entnommen worden.

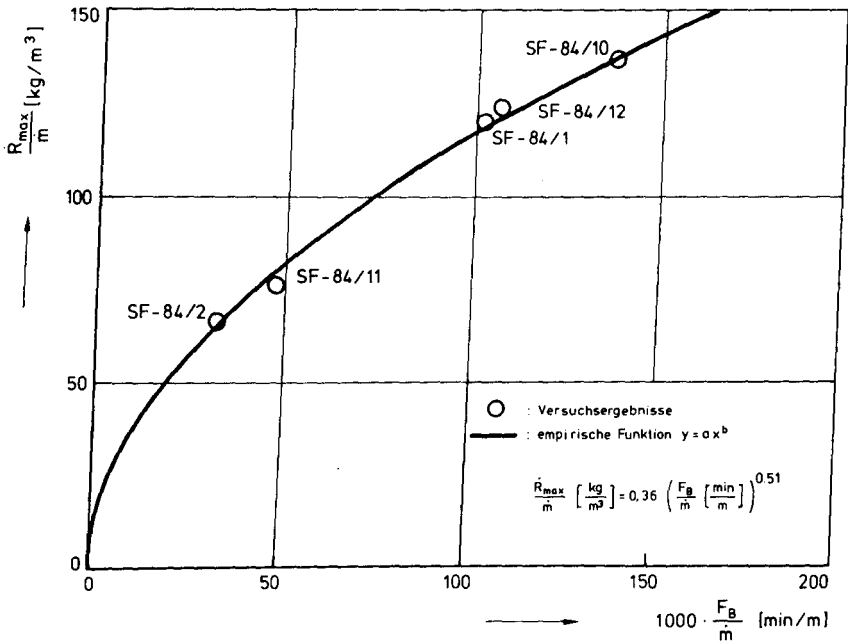


Abb.14 Durch Anpassung an die Versuchsergebnisse ermittelter Zusammenhang zwischen der maximalen Abbrandrate und der Luftzufuhrrate

Bei dem Versuch, für die in Gleichung (4.12) angegebenen Variablen mit Hilfe der in Bild 14 eingezeichneten Wertepaare einen empirischen funktionalen Zusammenhang zu finden, kann man davon ausgehen, daß die den Meßpunkten anzupassende Kurve durch den Koordinatenursprung gehen muß, da für eine gegen null gehende Brandlastoberfläche auch die maximale Abbrandrate gegen null gehen muß. Außerdem darf die abhängige Variable \dot{R}_{max}/m höchstens quadratisch von F_B/m abhängen, da eine höhere als eine quadratische Abhängigkeit ein Widerspruch gegen die Gleichung (4.11) wäre. Es wurde versucht, eine Kurve der Art

$$y = a \cdot x^b \quad (4.13)$$

nach der Methode der Mittelwerte /39/ den sechs Wertepaaren (fünf Werte-

paare und der Nullpunkt) anzupassen. Das Resultat ist in der Gleichung (4.14) angegeben:

$$\frac{\dot{R}_{\max}}{\dot{m}} \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right] = (0.36 \pm 0.001) \left(\frac{F_B}{\dot{m}} \left[\frac{\text{min}}{\text{m}} \right] \right)^{0.51 \pm 0.06} \quad (4.14)$$

Der Potenzexponent b in dieser empirischen Beziehung ist also mit einer Standardabweichung von 11.8 % angegeben, bei dem Faktor a beträgt die Genauigkeit ± 2.8 %. Durch Umformung der Gleichung (4.14) und weitere Annäherung an eine Quadratwurzelfunktion ($0.51 \rightarrow 0.5$) erhält der gesuchte funktionale Zusammenhang zwischen der maximalen Abbrandrate, der Brandlastoberfläche und der durch Gebläse dem Brandraum zugeführten Luft die folgende Gestalt:

$$\dot{R}_{\max} \left[\frac{\text{kg}}{\text{min}} \right] = 0.36 \sqrt{F_B \left[\text{m}^2 \right] \dot{m} \left[\frac{\text{m}^3}{\text{min}} \right]} \quad (4.15)$$

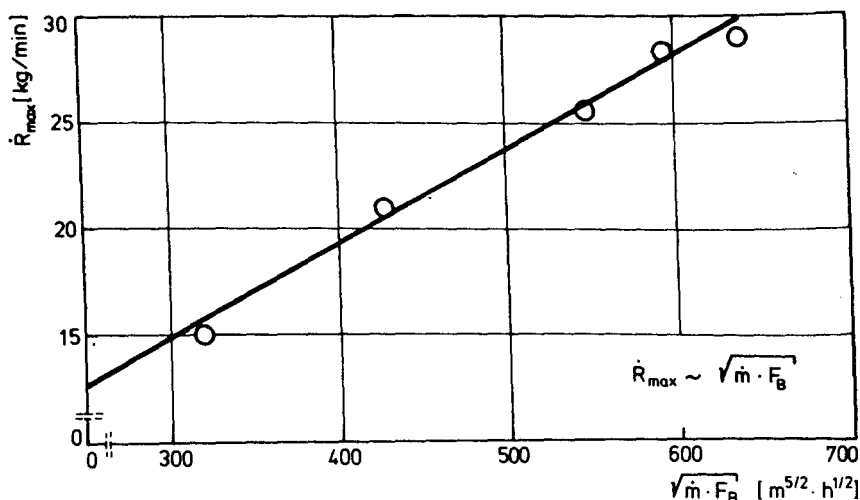


Abb. 15 Zusammenhang zwischen maximaler Abbrandrate, Zwangsluftzufuhr und Brandlastoberfläche

Dieser Zusammenhang ist im Bild 15 für die hier erzielten Versuchsergebnisse veranschaulicht. Die maximalen Abbrandraten sind über der Wurzel aus dem Produkt aus der Brandlastoberfläche und der Luftzufuhrrate für die hier beschriebenen fünf Brandversuche aufgetragen. Die Tatsache, daß die Punkte sich gut durch eine lineare Funktion annähern lassen,

zeigt, daß der in der Gleichung (4.15) angegebene empirische Zusammenhang für die beschriebenen Brandversuche die Realität gut beschreibt.

Noch eine Bemerkung zu den Ausführungen über die Abhängigkeit der maximalen Abbrandrate von den Versuchsparametern \dot{m} und F_B : Voraussetzungen für die Gültigkeit der Beziehung (4.15) sind selbstverständlich, daß während des Brandversuches ein Flashover auftritt und daß dann nach dem Flashover der Brand "ventilationsgesteuert" abläuft, d.h., daß noch genug Restbrandlast vorhanden ist, um den Brand für eine bestimmte Zeit mit einer konstanten Energiefreisetzung ablaufen zu lassen. Der Begriff "ventilationsgesteuert" ist hier in Anführungsstriche gesetzt, da er etwas verallgemeinert gesehen werden muß: Unter "ventilationsgesteuert" wird in der den natürlichen Brand beschreibenden Literatur der Fall verstanden, daß die Ventilationsöffnung oder die Luftzufuhr ein weiteres Anwachsen der Energiefreisetzung nicht zuläßt, selbst wenn die Brandlast erhöht wird. Hier in unserem Fall beschränkt zwar auch die Luftzufuhr rate ein weiteres Ansteigen der Abbrandrate, wie die Gleichung (4.15) zeigt. Allerdings kann die Energiefreisetzung durch Erhöhung der Brandlastoberfläche weiter gesteigert werden ohne \dot{m} zu erhöhen. Es handelt sich hier also um einen Zwischenzustand zwischen dem brandlastgesteuerten und dem ventilationsgesteuerten Brand, da die Brandlastoberfläche durch ihre Größe bestimmt, wieviel von dem angebotenen Sauerstoff an der Verbrennungsreaktion teilnehmen kann.

4.2.4 Mathematische Formulierung der Abbrandrate als Funktion der Zeit

Nachdem im Abschnitt 4.2.2 die zeitliche Entwicklung der Abbrandrate beschreibende Gleichungen für die Brandentstehungsphase und für die Abkühlphase gefunden wurden und im Abschnitt 4.2.3 eine empirische Beziehung für die maximale Abbrandrate angegeben wurde, kann jetzt zusammenfassend die vollständige Abbrandraten-Zeit-Funktion für zwangsventilierter Brandversuche angegeben werden:

$$\dot{R}(t) = \begin{cases} \pi \frac{\rho_s}{t_B} h v_r^2 t^2 & \text{für } 0 \leq t < t_1 \\ \dot{R}_{\max} & \text{für } t_1 \leq t < t_2 \\ \dot{R}_{\max} e^{-\frac{\dot{R}_{\max}}{R(t_2)}(t-t_2)} & \text{für } t > t_2 \end{cases} \quad (4.16)$$

$$\text{mit } \dot{R}_{\max} \left[\frac{\text{kg}}{\text{min}} \right] = 0.36 \sqrt{F_B \left[\text{m}^2 \right] \dot{m} \left[\frac{\text{m}^3}{\text{min}} \right]}$$

Hierbei sind die scheinbare Holzdichte ρ_s , die Krippenhöhe h , die Brandlastoberfläche F_B und die Zwangsluftzufuhr \dot{m} Parameter, die durch die Versuchsrandbedingungen gegeben sind. Die Branddauer t_B , die radiale Flammenausbreitungsgeschwindigkeit v_r und die bei Einsetzen der Abkühlphase noch vorhandene Restbrandlast R_0 müssen den Versuchsergebnissen entnommen werden, teilweise existieren hierfür auch Erfahrungswerte oder es liegen Literaturangaben vor. Der Wert der Größe R_0 beträgt beispielsweise in den Versuchen mit den Brandlaststapeln zwischen 40 % und 50 % der ursprünglichen Brandlast R , für Versuche in kleineren Brandräumen wird häufig mit 30 % von R gerechnet. Die Zeit t_1 kann durch die Beziehung

$$\pi \frac{\rho_s}{t_B} h v_r^2 t_1^2 = 0.36 \sqrt{F_B \dot{m}} \quad (4.17)$$

bestimmt werden, da die Brandentstehungsphase dann endet, wenn die maximale Abbrandrate erreicht ist. Die Zeit t_2 wird durch Gleichung (4.18) ermittelt:

$$\int_0^{t_2} \dot{R}(t) dt = R(t=0) - R(t=t_2) \quad (4.18)$$

Es muß darauf hingewiesen werden, daß in der Gleichung (4.16) der Bereich für $0 \leq t < t_1$ nur für Versuche mit Brandlaststapeln gilt (vgl. 4.2.2). Daher sind die in der Abbildung 16 gezeigten und nach der Gleichung (4.16) berechneten $R(t)$ - Funktionen nur für die Versuche SF-84/1, SF-84/2, SF-84/11 und SF-84/12 durchgeführt worden. Der Rechnung sind die Werte, die in den Spalten 1,2 und 7 der Tabelle in Abbil-

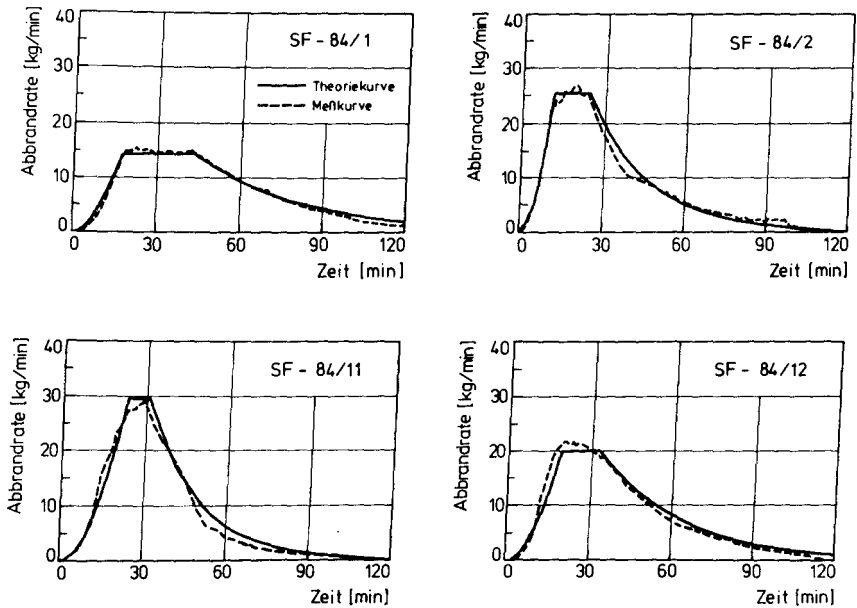


Abb.16 Abbrandraten: Vergleich von Theorie und Experiment

dung 11 aufgeführt sind, zugrunde gelegt. Den berechneten Funktionen sind zum Vergleich die während der Brandversuche gemessenen Abbrandraten beigelegt. Abweichungen zwischen Theoriekurve und Meßkurve ergeben sich für die Versuche SF-84/11 und SF-84/12 in der Nähe des Übergangs zwischen der Brandentstehungsphase und der Phase der konstanten maximalen Abbrandrate. Diese Abweichungen, die hier auf Grund des instabilen Flashoverzustandes beim Feuerübersprung auf den zweiten Brandlaststapel auftreten, können jedoch in dem einfachen Modell mathematisch nicht beschrieben werden. Sie sind auch für eine weitere rechnerische Behandlung des Brandablaufs, nämlich der Temperaturberechnung und der Berechnung der Wirkung des Brandgeschehens auf Bauteile, nicht wichtig, da sie auf die Temperaturentwicklung im Brandraum und innerhalb der Bauteile keinen wesentlichen Einfluß haben.

Die Abbildung 16 zeigt, daß es mit den in den vorangegangenen Abschnitten angestellten Überlegungen und mit direkt aus den Versuchen gewonnen Ergebnissen bezüglich der radialen Flammenausbreitungsgeschwindigkeit,

der Branddauer und des Einsetzens der Abkühlphase für Brandversuche unter ähnlichen Randbedingungen möglich ist, die Abbrandrate und damit die Energiefreisetzung in Abhängigkeit von der Zeit anzugeben.

4.2.5 Brandraumtemperaturen

Die Brandraumtemperaturen wurden während der Versuche mit Zwangsventilation an über 50 Raumpunkten gemessen. Diese Meßwerte sind vollständig in der Versuchsdokumentation /50/ durch Computerzeichnungen dokumentiert, an dieser Stelle werden nur die wesentlichen Ergebnisse zusammenfassend dargestellt.

In der Abbildung 17 sind die mittleren Brandraumtemperaturen als Funktion der Zeit für die fünf Versuche, die einen Flashover aufwiesen, aufgetragen. Gemittelt wurde über unterschiedliche Raumpunkte, zur Berechnung der Mittelwerte wurden die an 20 in verschiedenen Höhen und unterschiedlichen Brandraumorten angebrachten Thermoelementen registrierten Temperaturen verwendet. Der räumliche Mittelwert der Temperaturen ist deshalb von Interesse, weil in theoretischen Postflashover-Brandsimulationsrechnungen mit diesem Mittelwert als Raumtemperatur gerechnet wird.

Ein Vergleich der aus der Abb. 17 ersichtlichen während des Brandes erreichten Maximaltemperaturen zeigt, daß diese nicht so einfach mit der Kenntnis der Energiefreisetzung und des wesentlichen Energieverlustterms, nämlich der durch die Zwangsventilation dem Brandraum durch Konvektion entzogene Energie, ableitbar sind: Bei den Brandversuchen mit einem Brandlaststapel (SF-84/1 und SF-84/2) liegt die maximale mittlere Brandraumtemperatur im Falle der geringen Zwangsluftzufuhr von $7500 \text{ m}^3/\text{h}$ (SF-84/1) mit 600°C deutlich um 100 K niedriger als im Falle der höheren Zwangsluftzufuhr von $23500 \text{ m}^3/\text{h}$ (SF-84/2). Hier überwiegt die auf Grund der erhöhten Zuluft mögliche höhere Energiefreisetzung gegenüber dem erhöhten Energieverlust. Bei den beiden Versuchen mit den zwei Brandlaststapeln liegen die Verhältnisse genau umgekehrt. Bei einer Zwangsventilierung von 22600 m^3 Luft pro Stunde (SF-84/11) ist die maximale mittlere Brandraumtemperatur mit ca. 600°C um etwa 180 K niedriger als während des Brandversuches SF-84/12 (10200 m^3 Luft pro Stunde), obwohl die Energiefreisetzung im Maximum um annähernd 40% höher war. Die höchsten mittleren Temperaturen wurden im Versuch SF-84/10 mit ca. 900°C erreicht, was auch wegen der hohen maximalen Abbrandrate von

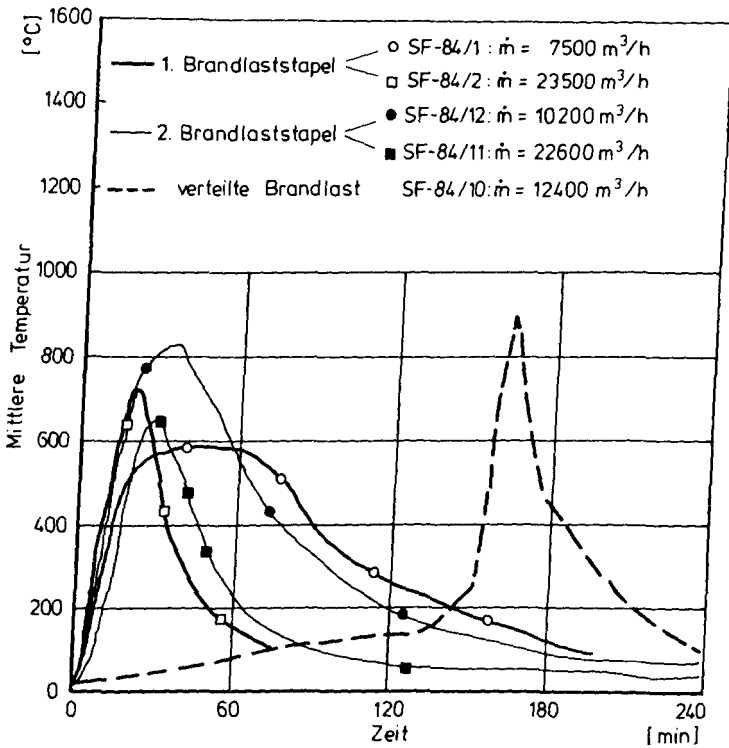


Abb.17 Mittlere Brandraumtemperaturen für Versuche mit Zwangsventilation

28.3 kg/min und der geringen Zwangsluftzufuhr von 12400 m^3 Luft pro Minute der Erwartung entspricht.

Für das soeben geschilderte, anscheinend widersprüchliche Verhalten der Maximaltemperaturen in den Brandversuchen SF-84/1 und SF-84/2 einerseits und dem Versuchspaar SF-84/11 und SF-84/12 andererseits sind zwei Erklärungen möglich, die jedoch mit den zur Verfügung stehenden Meßwerten nicht einwandfrei belegbar sind:

1. Die Sauerstoffanalyse der den Brandraum verlassenden Brandgase ergab für den Versuch SF-84/1 während der Zeit der maximalen Abbrandrate eine Sauerstoffkonzentration von nur 4 %. Aus diesem Grund fand die

Verbrennung eines Teils der Pyrolysegase außerhalb des Brandraumes statt. Dieser Teil kann nicht zur Erhöhung der Brandraumtemperaturen beitragen, wird jedoch bei der Bestimmung der Energiefreisetzung registriert. Eine Verbrennung außerhalb des Brandraumes wurde allerdings auch in den anderen Versuchen beobachtet, jedoch war hier der Sauerstoffgehalt der aus dem Brandraum ausströmenden Gase wesentlich höher, beispielsweise 11 % im Versuch SF-84/12. Wie groß der außerhalb des Brandraumes freigesetzte Anteil der Gesamtenergiefreisetzung wirklich war, läßt sich mit den Meßsystemen, die für die Versuche zur Verfügung standen, nicht ermitteln. Jedoch legt die Gasanalyse die Vermutung nahe, daß dieser Anteil im Versuch SF-84/1 größer war als in den anderen Versuchen.

2. Der Versuch SF-84/1 war der erste Versuch, der in diesem Brandraum durchgeführt worden war, vor dem Versuch waren Wände, Decke und Fußboden sehr feucht. Daher waren die Materialeigenschaften der Umfassungsbauteile während dieses Versuches anders als in allen weiteren Versuchen, beispielsweise waren die spezifische Wärme und die Wärmeleitfähigkeit höher. Das bedeutet, daß mehr Energie durch die Wände geleitet und mehr Energie in den Wänden gespeichert wurde als bei trockenen Wänden. Außerdem mußte ein Teil der durch die Verbrennung freigesetzten Energie zur Verdampfung des Wassers, das sich vor dem Versuch in den Umfassungsbauteilen befand, verwendet werden.

Bisher wurde nur über mittlere Temperaturen gesprochen. Im Bild 18 ist für den Versuch SF-84/10 gezeigt, wie stark die Brandraumtemperaturen örtlich schwanken: Für vier verschiedene Stellen im Brandraumgrundriß ist jeweils die aus dem Höhenprofil der Temperaturen an dieser Stelle berechnete mittlere Temperatur über der Zeit aufgetragen. Aus dem Bild ist zu ersehen, daß beispielsweise zwischen den Meßpunkten 20 und 22, die sich in einander diagonal gegenüberliegenden Brandraumcken befinden, ein Temperaturunterschied von bis zu 300 K besteht.

Die Abbildungen 19a und 19b sollen einen Eindruck von der Höhenverteilung der Brandraumtemperaturen vermitteln. Für eine Brandraumstelle ist das Höhenprofil der Temperaturen für verschiedene Zeiten eingezeichnet, im Bild 19a für die Preflashoverphase und im Bild 19b für die Postflashoverphase. Man kann dem Bild entnehmen, daß während des Vollbrandes

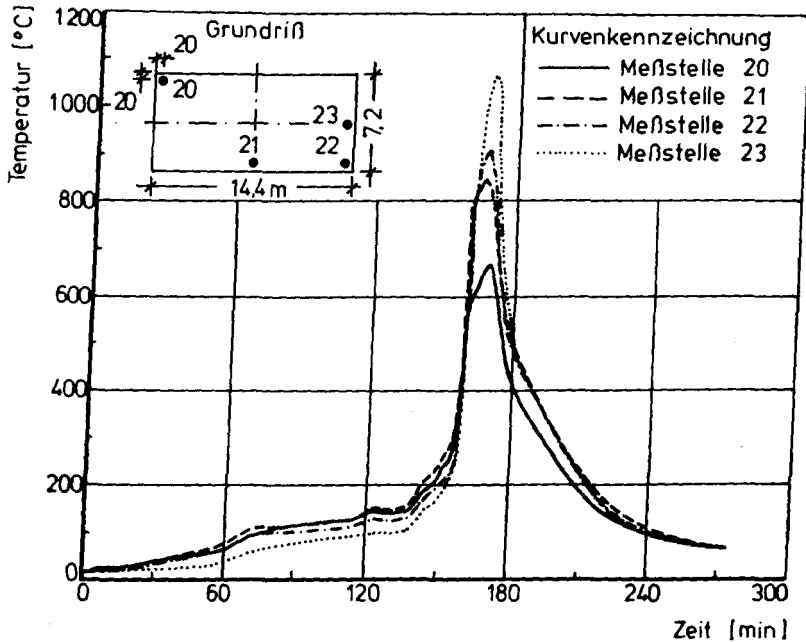


Abb.18 Über die Brandraumhöhe gemittelte Brandraumtemperaturen für verschiedene Brandraumorte (Versuch SF-84/10)

keine großen Temperaturschwankungen über der Höhe auftreten. In der Brandentstehungsphase (bis zur 20-ten Minute) und in der Abkühlphase (ab der 75-ten Minute) sieht man eine obere Heißgasschicht mit annähernd konstanter Temperatur und darunter ein Bereich, wo die Temperatur kontinuierlich von oben nach unten abnimmt. Das sogenannte Zweizonenmodell, das im oberen Teil des Brandraumes eine Heißgasschicht und im unteren Teil eine Kaltgasschicht mit jeweils einheitlicher Temperatur voraussetzt, ist hier nur ganz zu Beginn der Brandentstehungsphase verwirklicht.

4.2.6 Bedingungen zum Auftreten des Flashoverzustandes

In Abschnitt 4.2.2.1. ist bereits erwähnt worden, daß es in fünf Brandversuchen mit Zwangsventilation zum Flashover kam, während ein solcher Zustand im Versuch SF-84/9 nicht auftrat. Die Frage, ob es im Brandfall

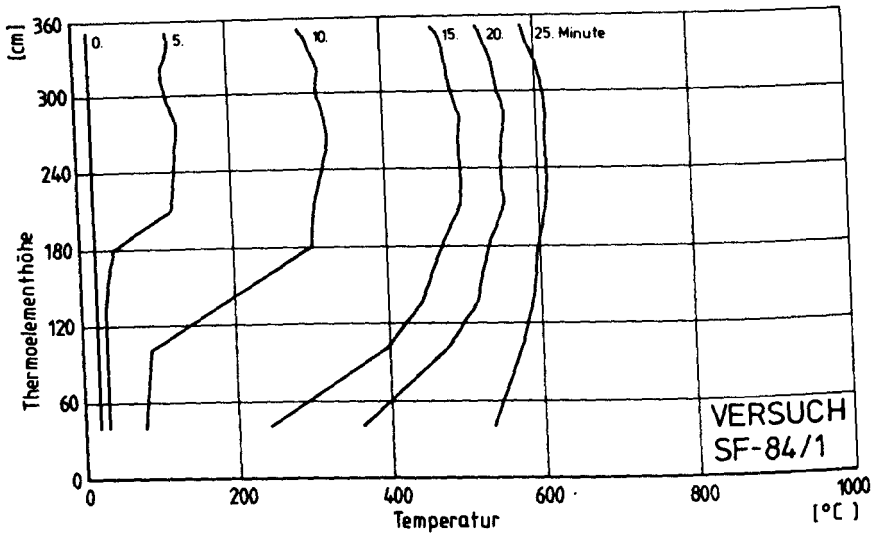


Abb.19a Höhenverteilung der Brandraumtemperaturen für verschiedene Versuchszeiten (Versuch SF-84/1, Preflashoverphase)

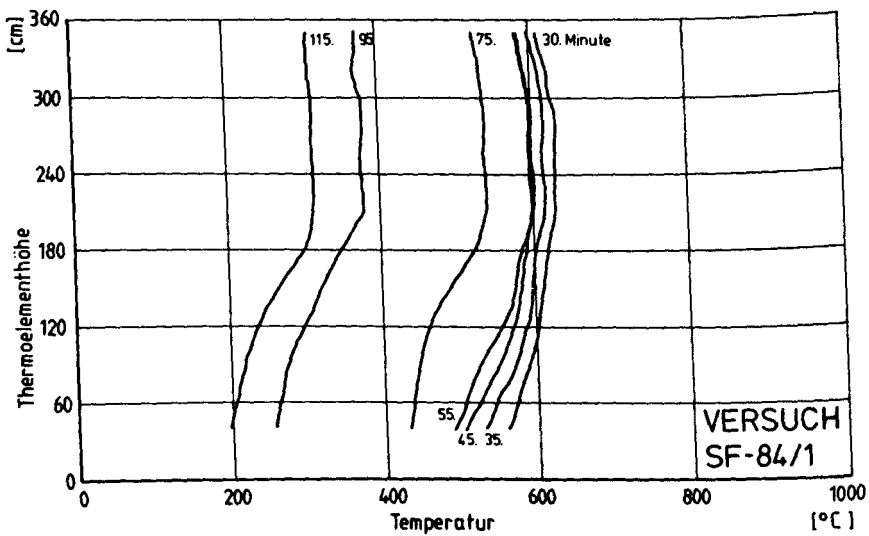


Abb.19b Höhenverteilung der Brandraumtemperaturen für verschiedene Versuchszeiten (Versuch SF-84/1, Postflashoverphase)

unter bestimmten Randbedingungen zum Flashover kommt oder nicht, ist für die Abschätzung des unter Umständen entstehenden Schadens von entscheidender Bedeutung. Während eines Brandes stehen sich die Energiefreisetzung als Energieerzeugung und die Energieverlustterme wie Aufheizung der Brandraumwände, Ableitung der Wärme durch Brandraumwände, Strahlung durch Brandraumöffnungen und Entzug von Wärmeenergie durch Konvektion durch die Ventilationsöffnungen gegenüber. Wenn es zum Flashover kommen soll, muß die Energiefreisetzung stets größer sein als die Summe der Energieverlustterme. Steigt die Summe der Energieverluste schneller an als die Energiefreisetzung, dann wird sich zu einer bestimmten Zeit ein Gleichgewicht einstellen und der Brand wird stabil ohne Flashover weiter ablaufen, bis die Brandlast verbraucht ist. Die zeitliche Entwicklung der Energiefreisetzung ist durch die Versuchsrandbedingungen festgelegt, wie in den Abschnitten 4.2.2 bis 4.2.4 gezeigt wurde. Die den Brandraum entzogene Energie wird wesentlich durch den Massenstrom und die Temperatur T_e der zugeführten Luft und außerdem durch die Brandraumtemperatur T_B bestimmt, da diese Größen den dem Brandraum durch Konvektion entzogenen Wärmestrom \dot{Q}_K festlegen.

$$\dot{Q}_K = c_p \dot{m} (T_B - T_e) \quad (4.19)$$

Da die beiden Versuche SF-84/9 und SF-84/10 völlig unterschiedliche Ergebnisse lieferten, was daran lag, daß es in dem einen Fall zum Flashover kam und in dem anderen nicht, werden im folgenden die Energiefreisetzung und die Energieverlustrate durch Konvektion für diese beiden Fälle abgeschätzt. Die Energiefreisetzung \dot{Q} kann für die Versuche mit im Brandraum verteilter Brandlast aus der Flammenausbreitungsgeschwindigkeit v_r , der Branddauer t_B und dem Heizwert von Holz H_u abgeschätzt werden:

$$\dot{Q} = h \cdot B \cdot v_r \cdot t_B \cdot \rho_s \cdot H_u \cdot \frac{1}{t_B} \quad (4.20)$$

B ist die Breite des Brandlastteppichs, sie betrug 3.2 m. Durch das Produkt aus den 4 Größen h (= Krippenhöhe), B , v_r und t_B ist das Volumen des gleichzeitig in Flammen stehenden Brandlastteils angegeben; Voraussetzung für die Gültigkeit der Gleichung (4.20) ist, daß der Brand sich so wie in 4.2.2 beschrieben ausbreitet. Mit einer maximalen Ausbreitungsgeschwindigkeit von 4 cm/min, einer Branddauer von 20 min, einer scheinbaren Dichte von 250 kg/m^3 , einer Krippenhöhe von 8 cm und einem

Heizwert von 16 MJ/kg Holz ergibt sich für die Energiefreisetzung ein Wert von ungefähr 680 KW.

Diesem Wert, der für beide hier betrachteten Brandversuche gleich ist, müssen die nach der Gleichung (4.19) berechneten Werte für den durch Konvektion entzogenen Wärmestrom gegenübergestellt werden. Hierzu ist die Kenntnis der Brandraumtemperatur T_B erforderlich, die im Versuch SF-84/9 nie über 100 °C stieg. Mit einer Temperatur der dem Brandraum zugeführten Luft von 10 °C ergibt sich für den Fall einer Luftzufuhr rate von 23500 m³ Luft pro Stunde (SF-84/9) ein konvektiver Energieverlust von 707 KW und im Fall der geringen Luftzufuhr rate von 12400 m³ Luft pro Stunde ein Wert von 370 KW.

Einer Energiefreisetzung von 680 KW hätte also im Versuch SF-84/9 eine allein schon durch die Aufheizung der durch Gebläse dem Brandraum zugeführten Luft um 90 K verursachter Energiebedarf von 707 KW gegenüberge standen. Diese Zahlen zeigen deutlich, daß bei der überraschend gerin gen Flammenausbreitungsgeschwindigkeit von maximal 4 cm/min ein Flash over nicht zu Stande kommen konnte. Weiterhin können auf Grund dieser Zahlen Abschätzungen bezüglich der für das Auftreten eines Flashoverzu standes notwendigen minimalen Brandausbreitungsgeschwindigkeiten, Krip penhöhen oder auch Heizwerte, falls man unterschiedliche Brandmateria lien in Betracht zieht, für bestimmte Luftzufuhr rates bei Zwangsventila tion gemacht werden. Eine Verdoppelung der Höhe des Brandlastteppichs im Versuch SF-84/9 hätte sicherlich zum Flashover geführt, da dann die Energiefreisetzung mit 1360 KW in der Brandentstehungsphase ausgereicht hätte, trotz der hohen Luftrate von 23500 m³ Luft pro Stunde ausreichend hohe Temperaturen zu erzeugen. Nach Gleichung (4.16) hätte die maximale Abbrandrate in dem Fall dann ca. 40 kg Holz pro Minute betragen.

Die oben angegebenen Zahlen der Energiefreisetzung und des Energieverlu stes für die Brandentstehungsphase des Versuchs SF-84/10 zeigen, daß die Brandraumtemperaturen bei einer Energiefreisetzung von 680 KW auf etwa 170 °C aufgeheizt werden können. Das genügt, um durch Aufheizen und Trocknen der Restbrandlast die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit an steigen zu lassen. Damit steigt die Energiefreisetzung und noch höhere Brandraumtemperaturen und auch Brandlasttemperaturen sind möglich, bis letztendlich die gesamte Restbrandlast die Zündtemperatur erreicht hat und damit der Flashoverzustand durch Feuerübersprung ermöglicht wird.

4.3 Versuche mit natürlicher Ventilation

4.3.1 Vorkenntnisse und Fragestellung

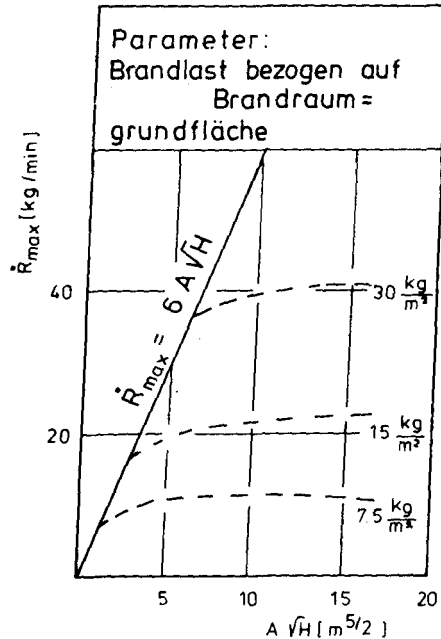


Abb.20 Maximale Abbrandrate als Funktion des Ventilationsparameters

Unter einer "natürlichen Ventilationsbedingung" wird der durch Ventilationsöffnungen stattfindende Luft- und Gasaustausch zwischen dem Brandraum und dessen Umgebung verstanden, der durch unterschiedliche Drücke im Brandraum und außerhalb des Brandraums verursacht wird. Für Holzkrippenbrände in Räumen unter natürlichen Ventilationsbedingungen sind bereits zahlreiche Untersuchungen sowohl experimenteller als auch theoretischer Art durchgeführt worden (vgl. z.B. /9/, /10/, /11/, /13/, /37/). Eine der interessantesten Fragen, denen in diesen Forschungsarbeiten nachgegangen wurde, ist die nach dem Maximalwert der Abbrandrate unter vorgegebenen Randbedingungen wie Brandlast und Ventilation. Das Ergebnis dieser Untersuchungen ist in der Abbildung 20 angegeben. Hier ist die maximale Abbrandrate über dem sogenannten Ventilationsparameter

$A\sqrt{H}$ aufgetragen. Unter dem Ventilationsparameter versteht man das Produkt aus der Fläche A der Ventilationsöffnung und Quadratwurzel aus der Öffnungshöhe H . Der Scharparameter in der Abbildung 20 ist die in den Brandversuchen eingesetzte Masse an Brandlast bezogen auf die Brandraumgrundfläche.

Die Kurven bestehen jeweils aus zwei Bereichen: Einem linear ansteigenden Teil folgt ein zu der Abszisse paralleler Verlauf.

Der linear ansteigende Bereich gehört zu den ventilationsgesteuert ablaufenden Bränden, hier bedeutet eine Erhöhung des Ventilationsfaktors eine dazu proportionale Erhöhung der maximale Abbrandrate. Für den Proportionalitätsfaktor k werden in den meisten Veröffentlichungen Werte zwischen 5.5 und $6 \text{ kg/min}^{-1} \text{ m}^{5/2}$ angegeben [40, 42]. Einen Wert in dieser Größenordnung erhält man auch durch eine theoretische Abschätzung der Luftmenge, die während eines natürlichen Brandes durch die Ventilationsöffnung in den Brandraum hineinströmen kann [41]. Für solche theoretischen Ansätze müssen jedoch bezüglich des Gasaustausches zwischen dem Brandraum und der Brandraumumgebung gewisse Voraussetzungen gemacht werden. Beispielsweise dürfen nur horizontale Massenströme durch die Ventilationsöffnung auftreten und die Temperatur im Inneren des Brandraumes muß homogen sein. Daß diese letztgenannte Bedingung für Brandversuche in großen Brandräumen nicht zutreffend ist, wurde bereits bei der Diskussion der Versuchsergebnisse, die mit Zwangsventilation erzielt wurden, gezeigt (siehe z.B. die Abbildungen 18 und 19). So existieren auch Forschungsarbeiten, aus denen hervorgeht, daß höhere Abbrandraten möglich sind als der oben angegebenen Maximalwert von $6 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2} \times A\sqrt{H}$ [40]. Salzberg [36] berichtet über Full-Scale-Versuche mit Mobil- als Brandlast, in denen der experimentell ermittelte Faktor zwischen der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsfaktor $13.3 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2}$ betrug. Auch aus Arbeiten, die im Rahmen von CIB W14 durchgeführt wurden, geht hervor, daß der oben erwähnte Proportionalitätsfaktor für ventilationsgesteuerte Brände keineswegs für alle Versuchsrandbedingungen eine konstante Größe ist.

Der Bereich, in dem die Kurven in der Abbildung 20 parallel zu der Abszisse verlaufen, gehört zu den brandlastgesteuerten Bränden. Hier wird ein weiteres Ansteigen der Abbrandrate nicht durch Sauerstoffmangel wegen eines zu geringen Luftstromes durch die Ventilationsöffnungen, son-

dern durch Brandlasteigenschaften verhindert. Als signifikante brandlastspezifische Größe ist die der Strahlung ausgesetzte Brandlastoberfläche zu nennen, aber auch andere Größen wie die Dicke der Stäbe in den Holzkrippen, der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes und das Verhältnis Holz zu Luft innerhalb der Brandlaststapel spielen eine wesentliche Rolle. In dem brandlastgesteuerten Bereich kann die maximale Abbrandrate zwischen annähernd null und dem Wert, der dem ventilationsgesteuerten Brand entspricht, variieren.

Die in dem Abschnitt 4.3 beschriebenen und diskutierten Brandversuche, die mit natürlicher Ventilation in drei verschiedenen großen Brandräumen durchgeführt wurden, sollten klären, ob der Faktor k auch für Brände in großen Brandräumen den für Versuche im Modellmaßstab ermittelten Wert annimmt. Weiterhin sollte untersucht werden, wie sich die Brandlastoberfläche beschränkend auf die maximale Abbrandrate auswirkt. Ferner galt das Interesse selbstverständlich auch dem zeitlichen Ablauf des Brandgeschehens und der Temperaturentwicklung im Brandraum.

4.3.2 Brandraumdimensionen 14.4 m x 7.2 m x 3.6 m (Brandraum 1)

Die in dem Brandraum mit der 104 m^2 großen Grundfläche mit natürlicher Ventilation durchgeführten Brandversuche sind in der Abbildung 7 aufgelistet. Es handelt sich um die elf Versuche (SF-83/1 bis SF-83/5 und SF-84/3 bis SF-84/8), für die in der Spalte "Ventilation" ein Ventilationsfaktor angegeben ist. Die Abbildung 7 gibt auch Auskunft über die verwendeten Brandlasten und die Brandlastanordnungen. Der Ventilationsfaktor wurde für verschiedene Brandlastanordnungen im Bereich

$$4 \text{ m}^{5/2} \leq A \sqrt{H} \leq 13 \text{ m}^{5/2}$$

variiert. Für den sogenannten Öffnungsfaktor $A \sqrt{H}/A_t$, wobei A_t die Summe aus den Flächen der Brandraumdecke, des Fußbodens und den Wänden ist, bedeutet das eine Variation im Bereich

$$0.019 \text{ m}^{1/2} \leq A \sqrt{H}/A_t \leq 0.035 \text{ m}^{1/2}$$

In den folgenden beiden Abschnitten werden für diese Brandversuche die Abbrandraten und die Brandraumtemperaturen als Funktion der Zeit diskutiert.

4.3.2.1 Diskussion der gemessenen Abbrandraten

4.3.2.1.1 Die Brandentstehungsphase

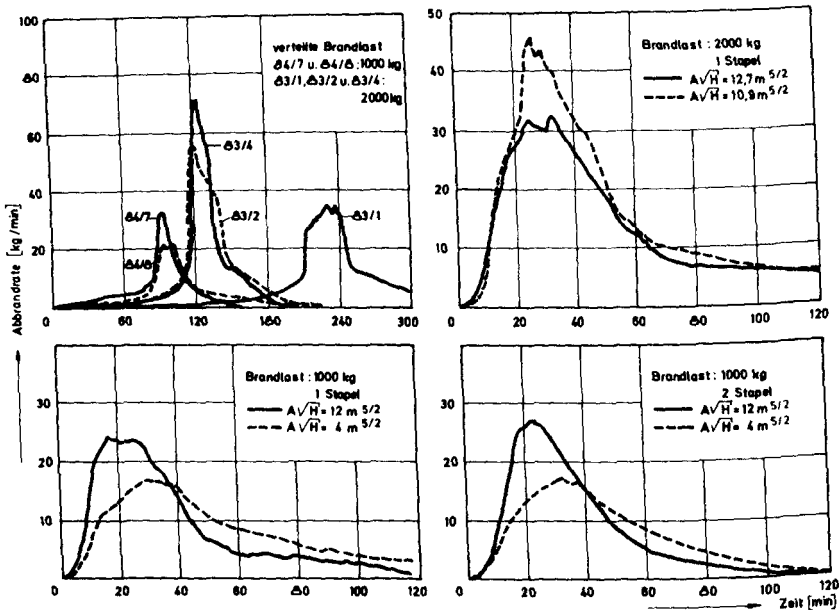


Abb. 21a-21d Abbrandraten für natürliche Ventilation, Brandraum 1

Im Bild 21a bis Bild 21d sind die Abbrandraten für die in diesem Abschnitt diskutierten Versuche über der Zeit aufgetragen. Abbildung 21a zeigt die Resultate aus Versuchen mit verteilter Brandlast, in den Abbildungen 21b, 21c und 21d sind die Meßwerte für die Versuche mit Brandlaststapeln dargestellt.

Die Kurven für die **Brandversuche mit verteilter Brandlast** zeigen zu Beginn der Brandentstehungsphase, die relativ lang ist, einen konstanten oder höchstens linear ansteigenden Verlauf mit sehr kleinen Abbrandraten. Eine konstante Abbrandrate bedeutet, daß sich eine brennende Fläche konstanter Größe mit einer konstanten Geschwindigkeit vom Zündort durch den Brandraum bewegt, hierbei wird die Größe der brennenden Fläche durch die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit und die Branddauer bestimmt (vgl. 4.2.2). Die Brandlast wurde stets in der Mitte der Brandraum-

wand, die der Ventilationsöffnung gegenüberlag, angezündet.

Die durch die Holzverbrennung freigesetzte Energie bewirkt, daß die im Brandraum gespeicherte Energie erhöht wird, eine Heißgasschicht gebildet wird und die noch nicht entzündete Brandlast in erster Linie durch Strahlung von der Heißgasschicht aufgeheizt wird. Dadurch wird auch der Wassergehalt im Holz herabgesetzt. Die Folge ist, daß die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit ansteigt, da einerseits die Brandlast vorgeheizt ist und andererseits die Zündtemperatur, die stark vom Feuchtegehalt abhängt, niedriger liegt. Eine ansteigende Flammenausbreitungsgeschwindigkeit bedeutet eine Vergrößerung der brennenden Fläche und damit eine Erhöhung der Energiefreisetzung.

Ist schließlich die noch nicht entzündete Brandlast durch Strahlung der Heißgasschicht soweit aufgeheizt, daß die Zündtemperatur T_z von Holz, die je nach Holzart, Feuchtegehalt und Aufheizdauer zwischen $T_z \sim 250^\circ\text{C}$ und $T_z \sim 500^\circ\text{C}$ liegen kann, erreicht ist, kommt es zum Flashover. Unter Flashover wird in diesem Zusammenhang das gleichzeitige Entzünden sämtlicher, noch nicht entzündeter Brandlasten verstanden.

Die Auswertung der hier beschriebenen 5 Versuche mit verteilter Brandlast erlaubt es nicht, den Flashoverzeitpunkt in Abhängigkeit von Brandlast- und Brandraumeigenschaften anzugeben. Nach den ersten Versuchen SF-83/1, SF-83/2, SF-83/4 sah es so aus, als könnte man den Flashoverzeitpunkt mit dem Ventilationsparameter korrelieren, da hier einer Verdoppelung des Ventilationsfaktors von ca. $6 \text{ m}^{5/2}$ auf $12 \text{ m}^{5/2}$ eine Halbierung der Dauer der Brandentstehungsphase folgte. In den Brandversuchen SF-84/7 und SF-84/8 jedoch wirkte sich eine Änderung des Ventilationsparameters um den Faktor 3 überhaupt nicht auf den Flashoverzeitpunkt aus. Ferner war in den letztgenannten Versuchen die Zeitdauer bis zum Flashover wesentlich kürzer als in den erstgenannten, obwohl im Fall der kürzeren Flashoverdauer die mit Brandlast belegte Fläche des Brandraumbodens nur halb so groß war wie bei den Versuchen SF-83/1, SF-83/2 und SF-83/4.

Der Grund für die scheinbar widersprüchlichen Flashoverzeitpunkte ist wohl der, daß die Dauer der Brandentstehungsphase mehr von Eigenschaften abhängt, deren Einfluß auf das Brandgeschehen von vornherein nicht Ziel der Forschungsarbeit im Teilprojekt C3 war. Bereits in einem der

vorangegangenen Absätze und in den Abschnitten 4.1 und 4.2.2 wurde der Einfluß der Feuchtigkeit in der Brandlast auf die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit und damit auf den Flashoverzeitpunkt erwähnt. Eine andere brandlastspezifische Eigenschaft, die sich auf die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Flammen auswirkt, ist die Oberflächenbeschaffenheit des Holzes, auch die durch die Brandlastanordnung und die Art der Ventilationsöffnung bedingte Zuführung der Luft zum Brandherd hat einen Einfluß. Diese Probleme können mit den zur Verfügung stehenden Versuchsergebnissen quantitativ nicht erfaßt werden. Der Einfluß der Holzfeuchte auf die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit ist anhand der Versuchsergebnisse und mit Hilfe theoretischer Überlegungen untersucht worden, das Ergebnis wurde während des SFB-Abschlußkolloquiums präsentiert /43/.

Bei den **Versuchen mit Brandlaststapeln** wachsen die in den Abbildungen 21b bis 21d dargestellten Abbrandraten in der Brandentstehungsphase quadratisch mit der Zeit an. Für diesen Bereich gilt die im Abschnitt 4.2.2 diskutierte und durch die Gleichung (4.5) beschriebene Abhängigkeit, da der Brand sich im Anfangsstadium wie ein Brand im Freien verhält und deshalb die Art der Ventilation hier keine brandbeeinflussende Größe ist.

Dem quadratischen Anstieg der Abbrandrate folgt ein Übergangsbereich, der bis zum Erreichen der maximalen Abbrandrate dauert. Für diesen Übergangsbereich kann keine einheitliche Formel angegeben werden, da hier bestimmte Ereignisse, die versuchsspezifisch sind, die zeitliche Abhängigkeit der Abbrandrate beeinflussen. Solche Ereignisse sind zum Beispiel der Feuerübersprung auf den zweiten Stapel; dies geschah im Versuch SF-84/5 nach 11 Minuten und im Versuch SF-84/6 nach 17 Minuten (vgl. Abb. 21d). Da der Mechanismus des Feuerübersprungs Selbstentzündung war und nicht durch Flammenkontakt geschah, kann der Zeitpunkt hierfür mit dem Flashoverzeitpunkt gleichgesetzt werden. Ferner beginnt in dem Übergangsbereich der Brandraum entweder durch Beschränkung der Abbrandrate wegen zu kleiner Ventilationsöffnungen oder durch ein beschleunigtes Anwachsen der Abbrandrate auf Grund des Brandraumfeedbacks zu wirken. Der erstgenannte Effekt ist deutlich bei den Versuchen SF-84/3 und SF-84/6 zu beobachten, in beiden Fällen betrug der Ventilationsfaktor nur $4 \text{ m}^{5/2}$. Ein weiteres versuchsspezifisches Ereignis, das die Abbrandrate in dem Übergangsbereich zwischen der Brandentstehungsphase und dem vollentwickelten Brand beeinflusst, kann auch das Zusammenstürzen ei-

mess Brandlaststapfels und die damit verbundene sprunghafte Vergrößerung der Brandlastoberfläche sein. Dies geschah im Versuch SF-83/3 und ist im Bild 22b am einem wieder ansteigenden Zuwachs der Abbrandrate in der 24-ten Minute zu sehen. Die während dieses Versuches erreichte maximale Abbrandrate nimmt als Folge der vergrößerten Brandlastoberfläche auch einen höheren Wert an als den auf Grund der anderen Versuchsergebnisse erwarteten (vgl. Diskussion der Abbildung 23).

4.3.2.1.2 Der vollentwickelte Brand

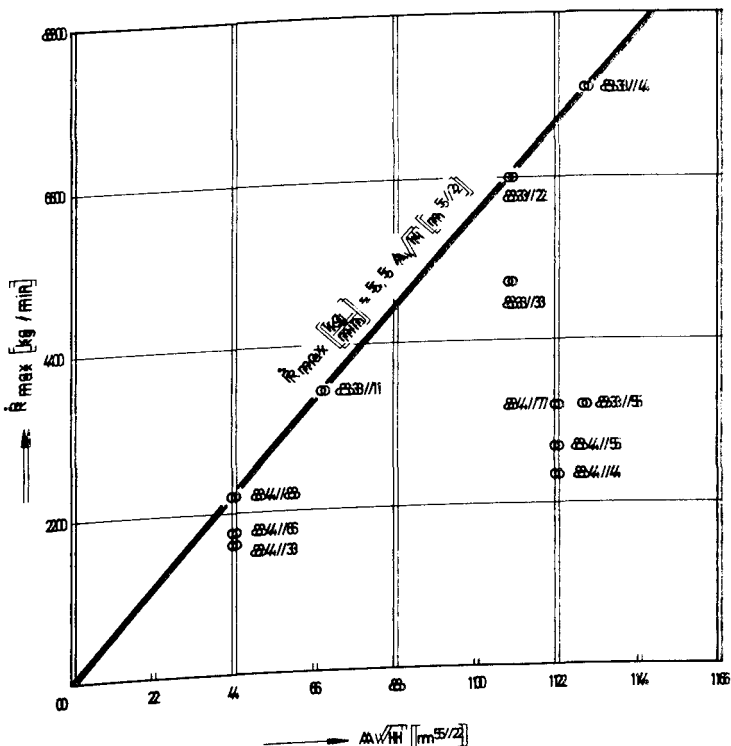


Abb. 22 Maximale Abbrandraten als Funktion des Ventilationsparameters, Brandraum I

Im der Abbildung 22 sind die den Kurven der Abbildung 21 entnommenen maximalen Abbrandraten über dem Ventilationsparameter aufgetragen. Wie

der elf Meßpunkte liegen auf der Geraden, die durch die Funktion

$$\dot{R}_{\max} \left[\frac{\text{kg}}{\text{min}} \right] = k A \sqrt{H} \left[\text{m}^{5/2} \right]; k = 5.5 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2} \quad (4.21)$$

beschrieben werden kann. Diese Gerade gibt offensichtlich die für die jeweils vorliegenden Ventilationsparameter höchstens erreichbare Abbrandrate an, denn alle anderen Meßpunkte liegen rechts davon und weisen somit ein geringeres Verhältnis $\dot{R}_{\max}/A \sqrt{H}$ auf. Ein Vergleich des Wertes 5.5 aus der Gleichung 4.21 mit den im Abschnitt 4.3.1 angegebenen Werten für den Faktor k zeigt, daß bei den hier gewählten Versuchsanordnungen für den vollentwickelten, ventilationsgesteuerten Brand ein ähnlicher Zusammenhang zwischen der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsfaktor besteht wie der von anderen Forschern für andere Brandräume ermittelte und in der Abbildung 20 zusammengefaßte.

Es gibt allerdings einen wesentlichen Unterschied zwischen den Abbildungen 22 und 20: Aus Bild 20 geht hervor, daß die Masse an Brandgut die Größe ist, die dafür verantwortlich ist, ob bei einem bestimmten Ventilationsfaktor der Brand ventilationsgesteuert oder brandlastgesteuert abläuft. Die im Bild 22 vorgestellten Versuchsergebnisse zeigen, daß das bei den im Rahmen des Teilprojekts C3 durchgeführten Brandversuche nicht der Fall ist. Beispielsweise wurden in den Versuchen SF-83/4 und SF-83/5 jeweils circa 2000 kg Holz bei demselben Ventilationsfaktor von $12.7 \text{ m}^{5/2}$ verbrannt. Der zu SF-83/4 zugehörige Meßpunkt liegt auf der durch die Gleichung 4.21 beschriebenen Geraden und stellt somit einen ventilationsgesteuerten Brandversuch dar, während der Meßpunkt von SF-83/5 weit im brandlastgesteuerten Bereich der Abbildung 22 liegt. Die beiden Versuche unterscheiden sich in ihren Randbedingungen nur durch die Brandlastoberfläche, diese betrug zum Flashoverzeitpunkt im Versuch SF-83/4 ungefähr 70 m^2 und im Versuch SF-83/5 ungefähr 20 m^2 .

Da offensichtlich die Brandlastoberfläche einen entscheidenden Einfluß auf die Art und Weise des Brandablaufs hat ist in der Abbildung 23 der Faktor k zwischen der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsfaktor mit der Brandlastoberfläche F_B in Beziehung gesetzt worden. Zur Berechnung der Abszissenwerte wurde die Brandlastoberfläche zum Flashoverzeitpunkt aus Versuchsdaten ermittelt und durch den Ventilationsfaktor dividiert.

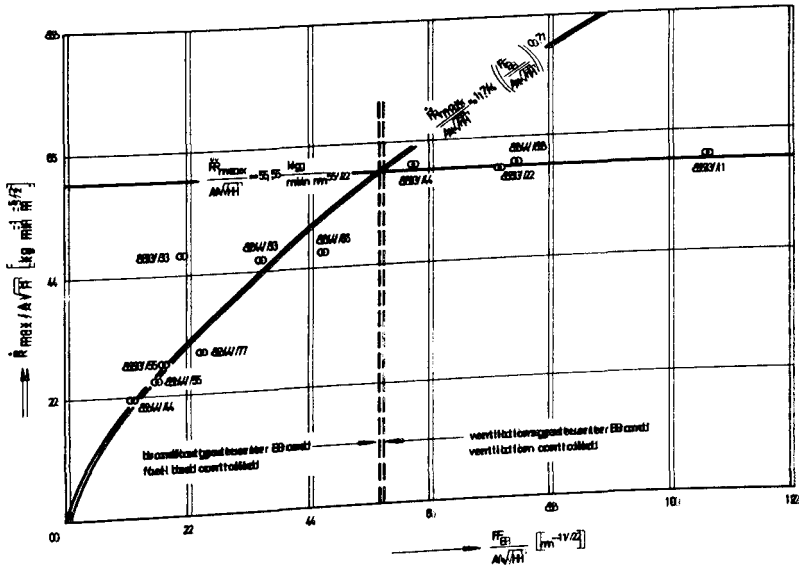


Abb. 23 Zusammenhang zwischen dem maximalen Abbrandrate, dem Brandlast-
oberfläche und dem Ventilationfaktor (Brandraum II)

Ein Be-
In dem Diagramm sind zwei verschnittene Bereiche zu erkennen:
Bereich, in dem die Messpunkte auf einer zur Abszisse parallelen Geraden
liegen und ein anderer, der sich durch eine durch den Koordinatenur-
sprung gehende und fast linear ansteigende Funktion annähern läßt.
Der Bereich der Abszisse verlaufende Teil der Ausgleichsfunktion stellt den
Bereich dar, in dem der Brand ventilationsgesteuert abläuft, hier ist
der Faktor k mit $5,5 \text{ kg m}^{-1} \text{ m}^{-5/2}$ konstant und kann weiter durch Erhö-
hung des Ventilationsfaktors noch durch Erhöhung der Brandlast beein-
flußt werden. In dem ansteigenden Bereich sind die Resultate der Brand-
versuche, die brandlastgesteuert abließen, vertreten. Ein exakt linea-
rer Verlauf in der Darstellung mit den hier gewählten Variablen würde
bedeuten, daß beispielsweise eine Vergrößerung des Ventilationsfaktors
bei jeweils gleicher Brandlastoberfläche keine Änderung in der maximalen
Abbrandrate zur Folge haben dürfte.

Ein Vergleich der Versuchsergebnisse vom zum Beispiel SF-84/3 und SF-84/4 zeigt jedoch, daß die maximale Abbrandrate im Brandlastgesteuerten Bereich nicht völlig unabhängig vom Ventilationsfaktor ist (vgl.

| Versuch | $A\sqrt{H}$ [m ^{5/2}] | F_B [m ²] | \dot{R}_{\max} [kg/min] | $t_{1/2}$ [min] | $R(t_2)$ [kg]/[%] | $\ln 2 \cdot R(t_2)/\dot{R}_{\max}$ |
|---------|------------------------------------|----------------------------|------------------------------|--------------------|----------------------|-------------------------------------|
| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) |
| SF-83/1 | 6,2 | 66 | 35 | 10 | 811/41 | 16 |
| SF-83/2 | 10,9 | 78 | 60 | 4 | 767/39 | 9 |
| SF-83/3 | 10,9 | 20,5 | 47 | 20,5 | 1400/70 | 19 |
| SF-83/4 | 12,7 | 70 | 71 | 8 | 831/43 | 8 |
| SF-83/5 | 12,7 | 20,5 | 32 | 20 | 1362/69 | 29 |
| SF-84/3 | 4,0 | 12,8 | 17 | 23 | 573/57 | 23 |
| SF-84/4 | 12,0 | 12,8 | 23 | 14 | 457/46 | 14 |
| SF-84/5 | 12,0 | 18 | 27 | 17 | 671/67 | 17 |
| SF-84/6 | 4,0 | 18 | 17 | 24 | 609/61 | 25 |
| SF-84/7 | 12,0 | ~ 27 | 33 | 9 | 461/50 | 10 |
| SF-84/8 | 4,0 | ~ 30 | 22 | 7 | 490/54 | 15 |

Tab.4.1 Versuchsparameter und Ergebnisse, Brandraum 1

Tabelle 4.1). Daher ist versucht worden, für diesen Bereich eine empirische Funktion der in der Gleichung (4.22) angegebenen Art zu finden.

$$\frac{\dot{R}_{\max}}{A\sqrt{H}} = a \left(\frac{F_B}{A\sqrt{H}} \right)^b \quad (4.22)$$

Mit Hilfe der Methode der Mittelwerte /39/ wurden der Faktor a und der Exponent b zu

$$a = 1.74 \pm 0.13 \quad (4.23)$$

$$b = 0.70 \pm 0.26$$

ermittelt. Mit diesen Werten ist die Funktion (4.22) in der Abbildung 23 aufgezeichnet. Bei der Berechnung von a und b ist der Meßpunkt aus dem Versuch SF-83/3 nicht berücksichtigt worden, da hier, wie bereits oben erwähnt, die Brandlastoberfläche wegen des Zusammenstürzens

des Brandlaststapels in der 24-ten Minute nicht richtig angegeben werden kann. Alle anderen Meßpunkte werden durch die Gleichung (4.22) mit den in (4.23) angegebenen Werten für a und b gut angenähert. Eine Umformung der Gleichung (4.22) zeigt die schwache Abhängigkeit der maximalen Abbrandrate von dem Ventilationsparameter für brandlastgesteuerte Versuche:

$$\dot{R}_{\max} = 1.74 \cdot F_B^{0.7} (A\sqrt{H})^{0.3} \quad (4.24)$$

Als ein Entscheidungskriterium dafür, ob ein Brand unter ähnlichen wie in den hier beschriebenen Versuchen vorliegenden Bedingungen ventilations- oder brandlastgesteuert ablaufen wird, kann in der Darstellung der Abbildung 23 der Schnittpunkt der durch die Gleichungen (4.21) und (4.22) beschriebene Funktionen angesehen werden. Dieser liegt hier bei

$$\frac{F_B}{A\sqrt{H}} = 5.4 \text{ m}^{-1/2} \quad (4.25)$$

Herrschen im Brandversuch Randbedingungen vor, aus den sich kleinere Werte als in der Gleichung (4.25) angegeben errechnen, dann bestimmt in erster Linie die Brandlastoberfläche und in geringem Maße auch der Ventilationsfaktor die maximale Abbrandrate. Im anderen Fall, wenn $F_B/A\sqrt{H}$ größer als $5.4 \text{ m}^{-1/2}$ ist, bestimmt ausschließlich der Ventilationsfaktor die maximale Abbrandrate. Voraussetzung hierfür ist natürlich in jedem Fall, daß ausreichend Brandgut vorhanden ist, ansonsten würde die Beschränkung durch die Brandlastmasse ein Entstehen der vollentwickelten und bezüglich der Abbrandrate stationären Brandphase verhindern.

4.3.2.1.3 Die Abkühlphase

Der Abbildung 21 können bezüglich der Abkühlphase des Brandes die folgenden Aussagen entnommen werden:

1. Für Versuche mit einem oder zwei Brandlaststapeln hat der Bereich, der dem vollentwickelten Brand folgt und dadurch gekennzeichnet ist, daß die Abbrandrate wieder abfällt, das Aussehen einer Exponentialfunktion.
2. In den Versuchen mit verteilter Brandlast fällt die Abbrandrate sehr abrupt und deutlich steiler als exponentiell ab.

Zu 1) Im Abschnitt 4.2.2 ist für die zeitliche Abhängigkeit der Abbrandrate in der Abkühlphase eine Beziehung entwickelt worden. Diese muß prinzipiell auch für Brandversuche mit natürlicher Ventilation ihre Gültigkeit haben, da die Entwicklung der Gleichung (4.7) nicht speziell für den Fall der Zwangsventilation durchgeführt wurde. Inwieweit die Gleichung (4.7) den Bereich der wieder abfallenden Abbrandrate realitätsnah beschreibt, soll hier durch Vergleich der aus den Versuchsergebnissen ermittelten Zeiten $t_{1/2}$ und der mit der Gleichung (4.10) berechneten Werte überprüft werden. In den Spalten 5 und 7 der Tabelle (4.1) sind diese Werte einander gegenübergestellt. Die Meßresultate und die Theoriewerte stimmen sehr gut überein, eine Ausnahme wird lediglich von dem Versuch SF-83/5 gebildet, wo der der Abbildung 21 entnommene Zeit $t_{1/2}$ von 20 Minuten ein mit der Gleichung (4.10) berechneter Wert von 29 Minuten gegenübersteht. Die Diskrepanz kann dadurch erklärt werden, daß während dieses Brandversuches der Brandlaststapel in der Abkühlphase zusammenstürzte. Die dadurch vergrößerte Brandlastoberfläche ermöglichte eine höhere Abbrandrate, und dadurch wurde die Zeitdauer $t_{1/2}$ verkürzt.

Zu 2) In der Spalte 6 der Tabelle 4.1 ist jeweils die Restbrandlast angegeben, die zur Zeit t_2 , dem Beginn der Abkühlphase, noch vorhanden ist. Aus der Auflistung der Werte geht hervor, daß bei den Versuchen mit verteilter Brandlast (SF-83/1, SF-83/2, SF-83/4, SF-84/7 und SF-84/8) bereits mehr der ursprünglich vorhandenen Brandlast verbraucht ist, wenn die Abkühlphase einsetzt, nämlich etwa 50 % bis 60 % im Gegensatz zu etwa 30 % bis 50 % bei Versuchen mit Brandlaststapeln. Das liegt daran, daß die zu Beginn des Versuches angeordnete Brandlastkonfiguration, insbesondere auch das Verhältnis Holz zu Luft innerhalb der Holzkrippen, im Falle der verteilten Brandlast relativ lange unverändert bleibt. Dadurch tritt die Beschränkung der Abbrandrate durch die Brandlast, was das Ende der ventilationsgesteuerten Brandphase und damit den Beginn der Abkühlphase bedeutet, später ein als bei Versuchen mit Brandlaststapeln, wo schon relativ früh die regelmäßige Krippenkonfiguration zerstört ist und damit das Zuströmen von Luft ins Innere der Stapel behindert wird. Zusätzlich wird bei verteilter Brandlast die hohe Abbrandrate, die während der ventilationsgesteuerten Brandphase vorliegt, länger als bei Brandlaststapeln aufrechterhalten, weil die noch nicht verbrauchte Brandlast der Strahlung der Heißgasschicht und der heißen Brandraumwände ausgesetzt bleibt und nicht durch bereits verbranntes Holz abgeschirmt wird. Wegen dieser beiden Effekte wird die maximale

Abbrandrate so lange aufrechterhalten, bis größere Teil der Brandlastoberfläche aus Mangel an unverbranntem Holz etwa gleichzeitig aufhören zu brennen und so für einen sehr steilen Abfall der Abbrandrate sorgen.

4.3.2.2 Brandraumtemperaturen

Die an unterschiedlichen Stellen im Brandraum in jeweils 11 verschiedenen Höhen gemessenen Gastemperaturen sind in der Versuchsdokumentation /50/ vollständig durch Zeichnungen dokumentiert. An dieser Stelle soll nur anhand von einigen ausgewählten Beispielen die Wirkung der in den Brandversuchen variierten Parameter auf die Temperaturen und die Temperaturverteilung im Brandraum gezeigt werden. Es sei auch auf den Abschnitt 4.3.3.3 verwiesen, in dem die Brandraumtemperaturen in Abhängigkeit von der Ventilation, der Energiefreisetzung, der Brandlastmasse und der Umfassungsbauteile des Brandraums für den Fall der kleinen Brandraumgrundfläche von $7.4 \times 7.2 \text{ m}^2$ diskutiert werden.

Je nach Versuchsrandbedingungen erreichten die Heißgastemperaturen während der Phase des vollentwickelten Brandes Werte zwischen 900°C und 1250°C . Die höchsten Temperaturen wurden für Versuche mit gleichmäßig verteilter Brandlast gemessen. Während des Versuchs SF-83/2 beispielsweise begann an besonders heißen Teilen der Brandraumwand die Gasbetonoberfläche zu schmelzen. In der Abbildung 24 sind diese Bereiche in den Ansichten B-B und C-C schraffiert gekennzeichnet. Offensichtlich waren die Seitenwände des Brandraumes in der Nähe der Ventilationsöffnung besonders stark der Temperaturbelastung ausgesetzt, da an diesen Wandteilen die Heißgase entlangströmten, bevor sie den Brandraum durch die Ventilationsöffnung verließen.

Die Abbildung 24 zeigt deutlich an dem Zustand der Brandraumumfassungsbauteile, daß der Brand nicht überall im Brandraum gleich heftig ablief. In der Brandraumhälfte, die der Ventilationsöffnung am nächsten ist, waren die Beschädigungen der Wände und der Decke stärker als in der anderen Hälfte. Das liegt daran, daß in der Nähe der Ventilationsöffnung die Brandlast auf Grund des erhöhten Sauerstoffangebotes stöchiometrisch umgesetzt werden kann. Daher ist hier die Energiefreisetzung besonders groß.

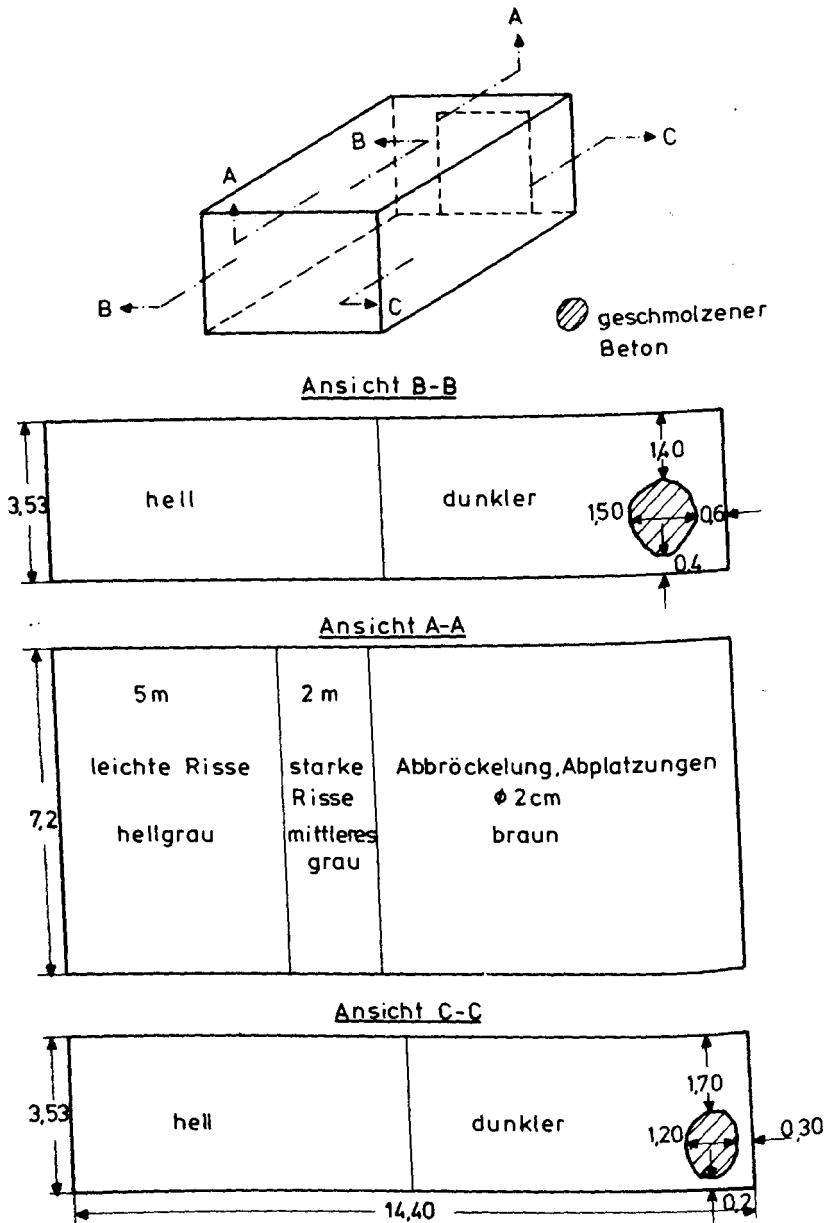


Abb.24 Beschaffenheit der Brandraumwände und der Decke nach dem Versuch SF-83/2

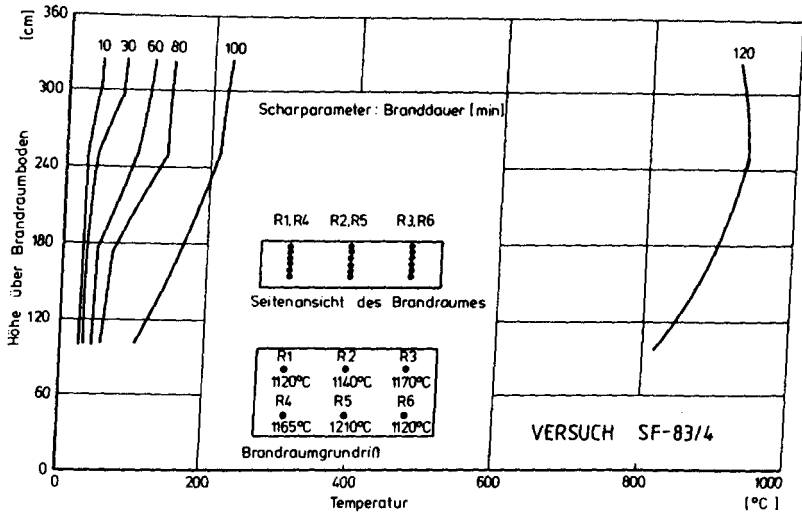


Abb.25a Vertikale und horizontale Temperaturverteilungen (Versuch SF-83/4)

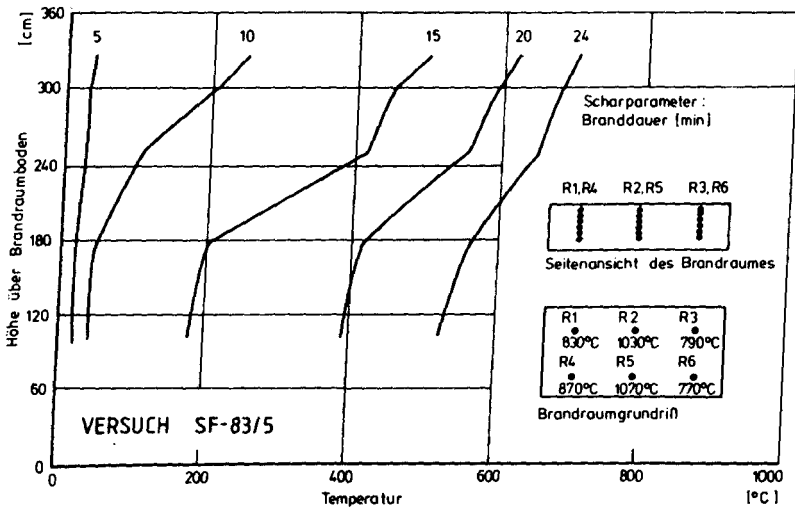


Abb.25b Vertikale und horizontale Temperaturverteilungen (Versuch SF-83/5)

Während der Versuche mit Brandlaststapeln waren die örtlichen Temperaturunterschiede im Brandraum am größten. Dies verdeutlichen die Abbildungen 25a und 25b. Für die Versuche SF-83/4 und SF-83/5 sind die örtlich unterschiedlichen maximalen Heißgastemperaturen in den Brandraumgrundriß eingezeichnet. In dem Versuch SF-83/4 (Abb. 25a) war die Brandlast gleichmäßig auf dem Fußboden verteilt worden, hier unterschieden sich die maximalen Heißgastemperaturen um höchstens 90 K. Im Falle des Versuchs SF-83/5 (Abb. 25b), in dem die Brandlast von 2000 kg Holz auf einem Stapel in der Brandraummitte konzentriert war, betrug die Differenz zwischen den maximalen Heißgastemperaturen an den Meßstellen R6 und R5 300 K. Bezüglich der vertikalen Temperaturverteilung gilt die gleiche Aussage: Für gleichmäßig verteilte Brandlasten ist der Temperaturunterschied für verschiedene Höhen im Brandraum deutlich geringer als für lokal im Brandraum konzentrierte Brandlasten. Dies wird auch durch die Abbildungen 25a und 25b veranschaulicht. Für die Preflashoverphase sind an der Stelle R3 die Höhenverteilungen der Brandraumtemperaturen für unterschiedliche Zeiten gezeichnet. Die Temperaturdifferenz zwischen Brandraumdecke und Brandraumboden beträgt bei der verteilten Brandlast höchstens 125 K (Abb. 25a), bei dem Versuch mit in der Brandraummitte gestapelter Brandlast jedoch bis zu 320 K (Abb. 25b).

Zum Abschluß dieses Abschnittes noch ein Überblick über die in den Versuchen mit natürlicher Ventilation gemessenen Brandraumtemperaturen. In den Abbildungen 26a und 26b sind die aus den Meßwerten der verschiedenen Thermoelemente berechneten mittleren Brandraumtemperaturen über der Zeit aufgetragen. In 26a sind die Versuche zusammengefaßt, bei denen 2000 kg Holz verbrannt wurden, für die in 26b dargestellten Versuche betrug die Masse der Brandlast jeweils 1000 kg. Während die maximalen mittleren Brandraumtemperaturen in den Versuchen mit der kleineren Brandlast 800°C nicht überschritten, wurden mit 2000 kg Holz während der ventilationsgesteuerten Brandphasen Werte erreicht, die höher als 1000°C waren. Eine Ausnahme hierzu bildet der Versuch SF-83/1: Obwohl ein ventilationsgesteuerter Brand vorlag (vgl. Abb. 23) und als Brandlast 2000 kg Holz eingesetzt wurden, betrug die mittlere Brandraumtemperatur im Maximum nur etwa 880°C. Das liegt daran, daß der Versuch SF-83/1 der erste Versuch in dem Brandraum war. Wegen der noch feuchten Bauteile wurde zur Aufheizung der Wände mehr Energie verzehrt als in den anderen Versuchen, außerdem war auch die durch die Wände und die Decke geleitete Energie wegen der höheren Wärmeleitfähigkeit größer. Der gleiche Effekt, näm-

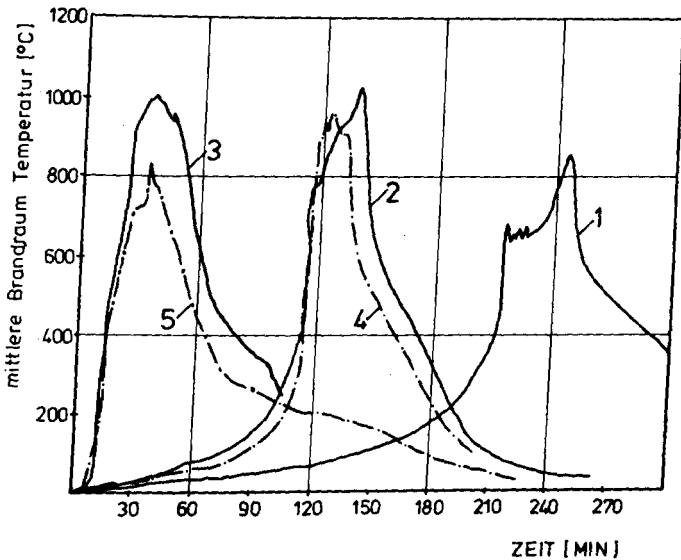


Abb.26a Mittlere Brandraumtemperaturen: Brandlast = 2000 kg

lich daß jeweils im ersten Versuch, der in einem Brandraum durchgeführt wurde, relativ niedrige Temperaturen registriert wurden, ist auch während der Brandversuche in den anderen Brandräumen beobachtet worden.

Anhand der Abbildung 26b ist deutlich der Einfluß der Ventilationsöffnung auf die Brandraumtemperaturen zu beobachten. Obwohl für das Versuchspaar SF-84/4 und SF-84/5 die Energiefreisetzung wegen des größeren Ventilationsfaktors deutlich höher war als für die beiden Versuche SF-84/3 und SF-84/6, liegen die maximalen mittleren Temperaturen um circa 120 K niedriger. Es überwiegt also bei der Aufheizung des Brandraumes der auf Grund der Größe der Ventilationsöffnung erhöhte konvektive Energieverlust gegenüber dem Energiegewinn durch die größere Energiefreisetzung.

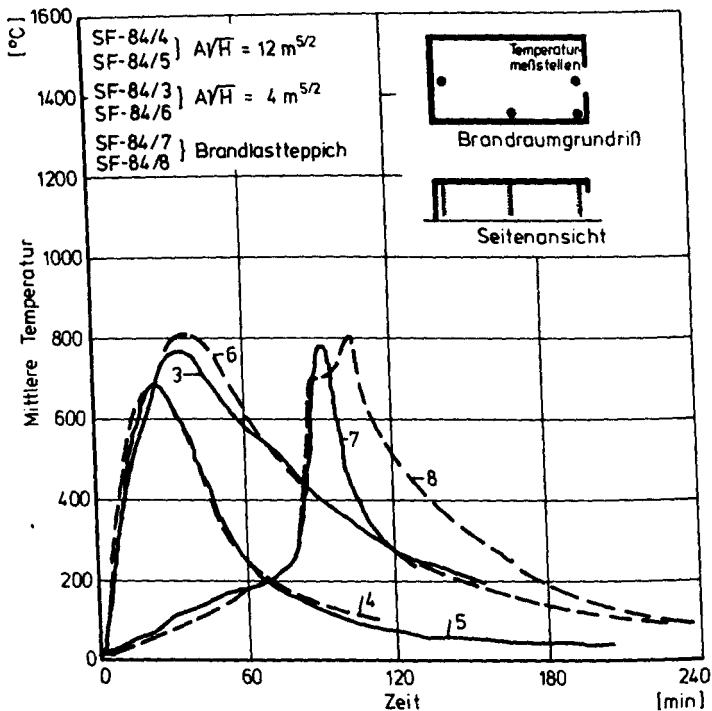


Abb.26b Mittlere Brandraumtemperaturen: Brandlast = 1000 kg

4.3.3 Brandraumdimensionen 7.4 m x 7.2 m x 3.6 m (Brandraum 2)

4.3.3.1 Allgemeine Angaben

Die Brandversuche in dem Brandraum mit den Abmessungen 7.4 m x 7.2 m x 3.6 m wurden in zwei Versuchsserien im Mai 1985 und im April 1986 durchgeführt, insgesamt fanden 14 Versuche statt. Das Ziel dieser Versuche war unter anderem zu untersuchen, ob die im Abschnitt 4.3.2 beschriebenen Zusammenhänge bezüglich des Brandablaufs bei unterschiedlichen Brandlast- und Ventilationsbedingungen auch in Brandräumen mit anderen Dimensionen Gültigkeit haben. Ferner wurden Sonderprobleme wie zum Beispiel die Abhängigkeit des Brandverlaufs von der Höhe der Oberkante der Ventilationsöffnung in der Brandraumwand und vom Ort des

Brandherdes bei verteilter Brandlast untersucht.

Die Brandlast wurde bei 12 der 14 Versuche gleichmäßig im Brandraum verteilt oder in Form eines Brandlastteppichs angeordnet, um Erkenntnisse über die Brandausbreitungsgeschwindigkeit bei verteilter Brandlast zu erlangen. Während der zwei anderen Abbrandversuche wurden je zwei Brandlaststapel verbrannt, wobei jeweils ein anderer Stapel als Zündstapel verwendet wurde. In Bild 1 ist der hier beschriebene Brandraum für einen Versuch mit einem Brandlastteppich zu sehen, in Bild 27 ist die Versuchsanordnung mit Brandlaststapeln dargestellt (Versuche SF-86/10 und SF-86/11). Hier war unter anderem von Interesse, ob der Zeitpunkt des Feuerübersprungs von dem einem auf den anderen Stapel davon abhängt, ob das Feuer sich vom Stapel in der Nähe der Tür oder von dem Stapel in der Brandraummitte aus ausbreitet.

Der Ventilationsfaktor wurde in einem größeren Bereich variiert, als das in dem im Abschnitt 4.3.2 beschriebenen Brandraum 1 der Fall war. Insbesondere wurde das Brandverhalten bei sehr kleinen Öffnungsflächen untersucht. Der Grund hierfür war die Frage, ob für den Bereich des ventilationsgesteuerten Brandes die Gleichung (4.21), aus der sich für eine bestimmte Ventilationsöffnung die maximal mögliche Abbrandrate ergibt, auch für extreme Versuchsparameter zutrifft. Mit "extremen Versuchsparametern" sind hier sehr kleine Ventilationsöffnungen bei relativ großen Brandlasten gemeint. Dies sind nämlich Bedingungen, wofür die zur theoretischen Ableitung der experimentell gefundenen Gleichung (4.21) gemachten Voraussetzungen bezüglich des Gasaustausches zwischen dem Brandraum und seiner Umgebung wahrscheinlich nicht zutreffen (vgl. 4.3.1 und 4.3.4.4).

In der Abbildung 28 ist eine Übersicht zusammengestellt, die Auskunft gibt über die Versuchsbezeichnungen, die Brandlasten und deren Anordnung im Brandraum und über die Ventilationsöffnungen. In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Ergebnisse angegeben und diskutiert.

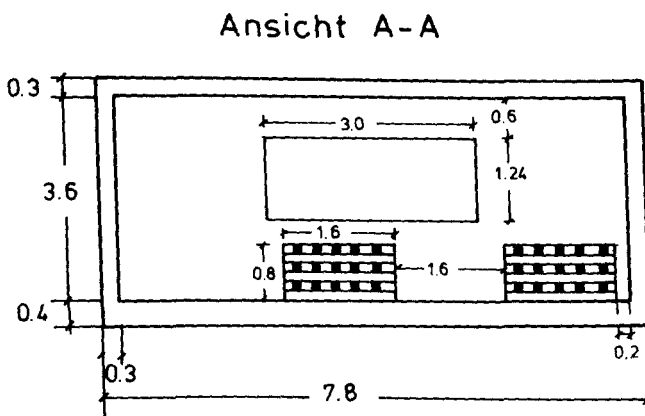
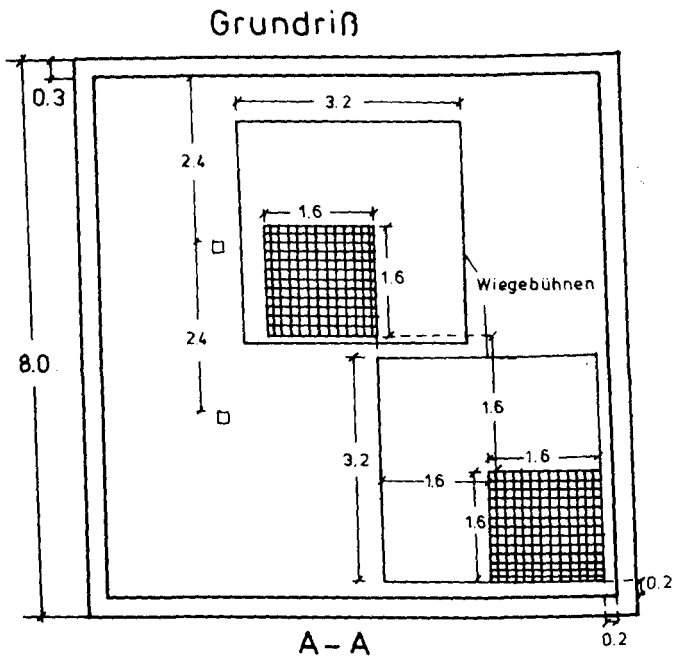


Abb.27 Brandversuch mit Brandlaststapeln, Brandraum 2



















| Versuchs- bezeichnung | Brandlast | | Ventilation | |
|--------------------------|-----------|---|-----------------------------|---|
| | Masse[kg] | Anordnung | A_v/H [m ^{5/2}] | Anordnung |
| SF-85/1 | 1000 |  | 6,08 |  |
| SF-85/2 | 500 |  $\pm 7,4$ $\pm 7,2$ | | |
| SF-85/3 | | | | |
| SF-85/4 | | | 2,03 |  |
| SF-85/5 | | | 4,04 |  |
| SF-85/6 | | | 6,47 |  |
| SF-85/7 | | | 0,82 |  |
| SF-86/5 | 500 |  | 2,15 |  |
| SF-86/6 | 1000 |  | 6,23 |  |
| SF-86/7 | |  | | |
| SF-86/8 | 500 |  | 2,35 |  |
| SF-86/9 | | | 2,27 |  |
| SF-86/10 | 1000 |  | 4,14 |  |
| SF-86/11 | |  | | |

Abb.28 Übersicht der Brandversuche im Brandraum 2

4.3.3.2 Diskussion der Abbrandraten

Die Abbildungen 29 bis 33 zeigen die Abbrandraten in Abhängigkeit von der Zeit, die während der in der Abbildung 28 zusammengestellten Brandversuche durch die Bestimmung des Sauerstoffverbrauches ermittelt wurden. Wesentliche, den Brandablauf charakterisierende Größen und Meßergebnisse sind in der Tabelle 4.2 zusammengestellt.

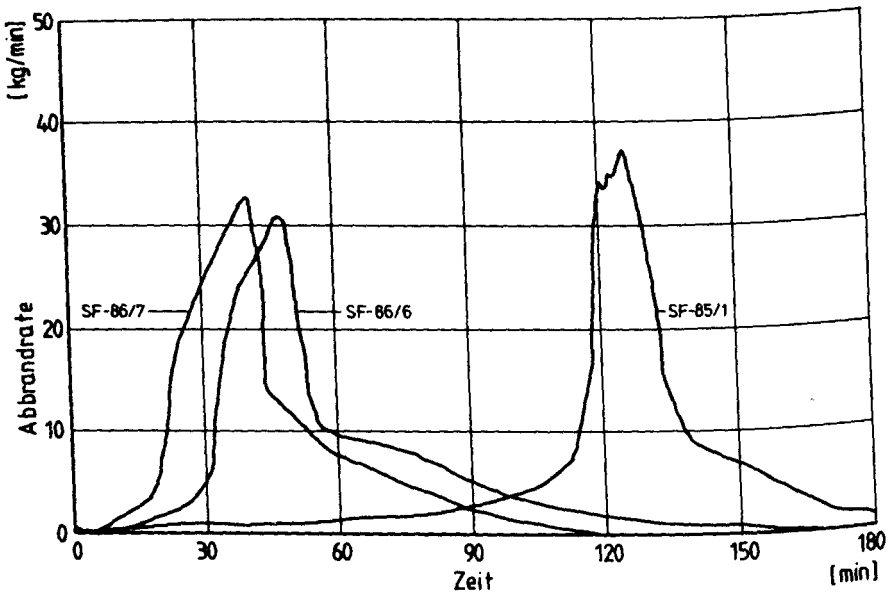


Abb.29 Abbrandraten der Versuche SF-85/1, SF-86/6 und SF-86/7

Während der drei in der Abbildung 29 dargestellten Versuche SF-85/1, SF-86/6 und SF-86/7 wurde der Brandraum durch eine 3 m hohe und 1.2 m breite Tür ventiliert, die Brandlast betrug jeweils 1000 kg Holz, das gleichmäßig auf dem Brandraumboden verteilt war. Da somit die Brandlastoberflächen und der Ventilationsfaktor in den drei Versuchen gleich waren, sollten nach den im Kapitel 4.3.2 diskutierten Ergebnissen aus dem größeren Brandraum 1 die maximalen Abbrandraten gleich sein. Dies trifft auch innerhalb gewisser Fehlergrenzen, deren Ursache im Abschnitt 4.1 erläutert ist, zu: Der Mittelwert der in den drei Versuchen SF-85/1, SF-86/6 und SF-86/7 gemessenen maximalen Abbrandraten beträgt 34 kg/min mit einer Standardabweichung von 2.2 kg/min.

| Versuch | $A\sqrt{H}$ [m ^{5/2}] | F_B [m ²] | \dot{R}_{\max} [kg/min] | $\dot{R}_{\max}/A\sqrt{H}$ [kg min ⁻¹ m ^{-5/2}] | $F_B/A\sqrt{H}$ [m ^{-1/2}] | $t_{\text{Flashover}}$ [min] |
|----------|------------------------------------|----------------------------|------------------------------|---|---|---------------------------------|
| SF-85/1 | 6,08 | 41 | 36,4 | 6,0 | 6,7 | 116 |
| SF-85/2 | 6,08 | | | | | - |
| SF-85/3 | 6,08 | 14 | 20,6 | 3,4 | 2,3 | 37 |
| SF-85/4 | 2,03 | 20 | 11,9 | 5,9 | 9,9 | 34 |
| SF-85/5 | 4,04 | 18 | 21,5 | 5,3 | 4,5 | 37 |
| SF-85/6 | 6,47 | 10 | 17,1 | 2,6 | 1,5 | 52 |
| SF-85/7 | 0,82 | 19 | 20,0 | 24,4 | 23,2 | 28 |
| SF-86/5 | 2,15 | 17 | 10,9 | 5,1 | 7,9 | 49,5 |
| SF-86/6 | 6,23 | 48 | 31,1 | 5,0 | 7,7 | 28,5 |
| SF-86/7 | 6,23 | 43 | 33,1 | 5,3 | 6,9 | 18,5 |
| SF-86/8 | 2,35 | 17 | 12,3 | 5,2 | 7,2 | 36 |
| SF-86/9 | 2,27 | 20 | 10,8 | 4,8 | 8,8 | 20,5 |
| SF-86/10 | 4,14 | 15 | 18,9 | 4,6 | 3,6 | 11 |
| SF-86/11 | 4,14 | 15 | 20,6 | 5,0 | 3,6 | 12 |

Tab. 4.2 Versuchsparameter und Ergebnisse für den Brandraum 2

Auf den Ventilationsfaktor von $6.2 \text{ m}^{5/2}$ bezogen erhält man

$$\dot{R}_{\max}/A\sqrt{H} = 5.5 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2}.$$

Dieser Zusammenhang ist identisch mit der Gleichung (4.21), die für den ventilationsgesteuerten Brand in dem Brandraum 1 experimentell ermittelt wurde.

Beim Vergleich der drei in der Abbildung 29 gezeichneten Kurven fallen die verschiedenen Flashoverzeiten auf, die an dem sehr steilen Anstieg der Kurve nach der Brandentstehungsphase ablesbar sind. Bei den Versuchen SF-86/6 und SF-86/7 kann der Unterschied dadurch erklärt werden, daß auf Grund der unterschiedlichen Zündorte die Flammenausbreitung entweder durch die in den Brandraum einströmende Kaltluft behindert oder unterstützt wurde: Im Versuch SF-86/7 wurde die Brandlast in der Mitte

der Brandraumwand mit der Ventilationsöffnung gezündet, die Flammen konnten sich also in Richtung der Kaltluftströmung ausbreiten. Im Versuch SF-86/6 waren die Verhältnisse genau umgekehrt (vgl. die in der Abbildung 28 angegebenen Zündorte), hier mußte die Brandausbreitung gegen die Strömungsrichtung erfolgen. Für die sehr langsame Brandausbreitung im Versuch SF-85/1 muß noch eine andere bisher nicht beachtete Größe verantwortlich sein, da die aus der Abbildung 28 ersichtlichen Versuchsbedingungen für die Versuche SF-85/1 und SF-86/6 identisch waren, die Flashoverzeiten sich aber sehr stark unterscheiden. Die Begründung hierfür ist in der Brandlast zu suchen, wobei speziell der Wassergehalt des verwendeten Holzes zu nennen ist. Dieser betrug im Versuch SF-85/1 mehr als 11 % im Gegensatz zu circa 9 % in den beiden anderen Versuchen. Die Variation der Brandlastfeuchtigkeit war nicht bewußt durchgeführt worden, sie ergab sich aus der Unmöglichkeit, für eine Versuchsserie mehrere Tonnen Holz zur Verfügung zu haben, die hinsichtlich der Oberflächenbeschaffenheit, der Feuchtigkeit und der genauen Zusammensetzung vollkommen homogen waren. Inwieweit der Wassergehalt im Holz die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit und damit die Energiefreisetzung während der Preflashoverphase beeinflussen kann, ist in einem auf dem Abschlußkolloquium des SFB 148 präsentierten Beitrag untersucht worden /43/.

Noch deutlicher ist der Effekt der Holzfeuchte an Hand der Abbildung 30 zu sehen. Die hier eingezeichneten Kurven sind bei jeweils gleicher Brandraumventilation entstanden; die im Brandraum verteilte Brandlast war für die Versuche SF-85/2 und SF-85/3 mit 500 kg nur halb so groß wie für den Versuch SF-85/1. Für die Versuche SF-85/2 und SF-85/3 lagen also wieder bezüglich der Ventilation, der Brandlastmenge und der Brandlastverteilung die gleichen Bedingungen vor, der Wasseranteil im Holz betrug jedoch in dem einen Fall 9.4 % und in dem anderen fast 17 %. Dieser sehr hohe Wert wirkte sich so stark auf die Flammenausbreitung aus, daß die Energiefreisetzung in der Brandentstehungsphase zu gering war, um eine Aufheizung des noch nicht brennenden Holzes und damit eine Erhöhung der Ausbreitungsgeschwindigkeit zu bewirken. Die Folge davon war, daß im Versuch SF-85/2 kein Flashover stattfand. Diese beiden Versuche (SF-85/2 und SF-85/3) sind in /43/ ausführlich diskutiert.

Ein Vergleich der Abbrandraten der Versuche SF-85/1 und SF-85/3 zeigt den Unterschied zwischen einem ventilationsgesteuerten und einem brandlastgesteuerten Brandablauf. Bereits bei der Diskussion der Versuchser-

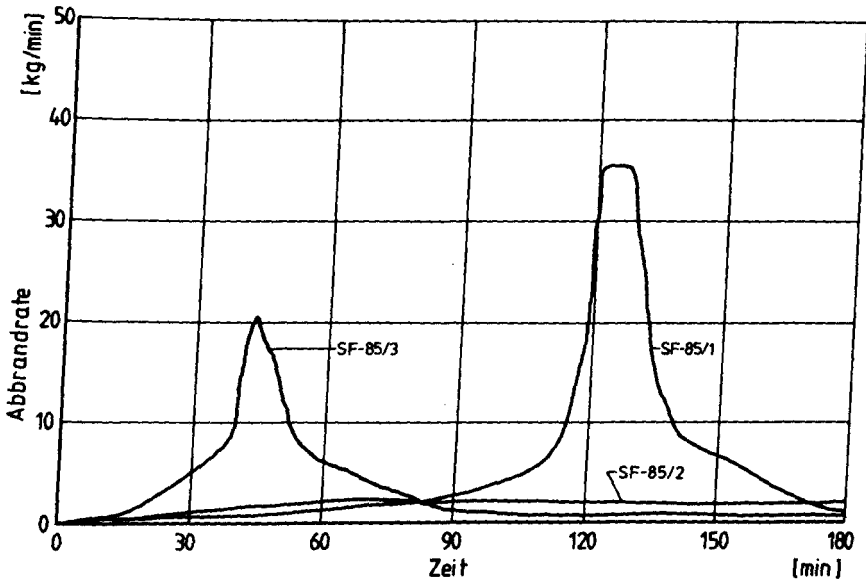


Abb.30 Abbrandraten der Versuche SF-85/1, SF-85/2 und SF-85/3
Einfluß der Holzfeuchtigkeit auf die Abbrandraten

gebnisse aus dem Brandraum 1 (Kapitel 4.3.2) zeigte sich, daß der Quotient aus der zum Flashoverzeitpunkt noch vorhandenen Brandlastoberfläche und dem Ventilationsfaktor ein Entscheidungskriterium dafür, ob ein Brand ventilationsgesteuert abläuft, sein kann. Mit $6.8 \text{ m}^{-1/2}$ liegt der Wert dieses Quotienten für den Versuch SF-85/1 über dem in der Gleichung (4.25) angegebenen Wert von $5.4 \text{ m}^{-1/2}$, ab dem die Versuche im Brandraum 1 ventilationsgesteuert abliefen. Auch die Plateauform der Kurve im Bereich der maximalen Abbrandraten weist auf einen ventilationsgesteuerten Brand hin sowie der Wert für $\dot{R}_{\max}/A\sqrt{H}$, der $5.8 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2}$ beträgt. Im Falle des Versuches SF-85/3, wo von Anfang an eine geringere Brandlastoberfläche vorhanden war, beträgt der Quotient aus der Brandlastoberfläche und dem Ventilationsfaktor $2.4 \text{ m}^{-1/2}$ und der Quotient aus der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsfaktor $3.4 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2}$. Beide Werte deuten auf einen brandlastgesteuerten Brand hin, außerdem hat die zu diesem Versuch gehörende Kurve die für Brände, deren maximale Abbrandrate durch die Brandlast begrenzt wird, typische dreieckige Form im Bereich der maximalen Abbrandrate (vgl. /37, 38/).

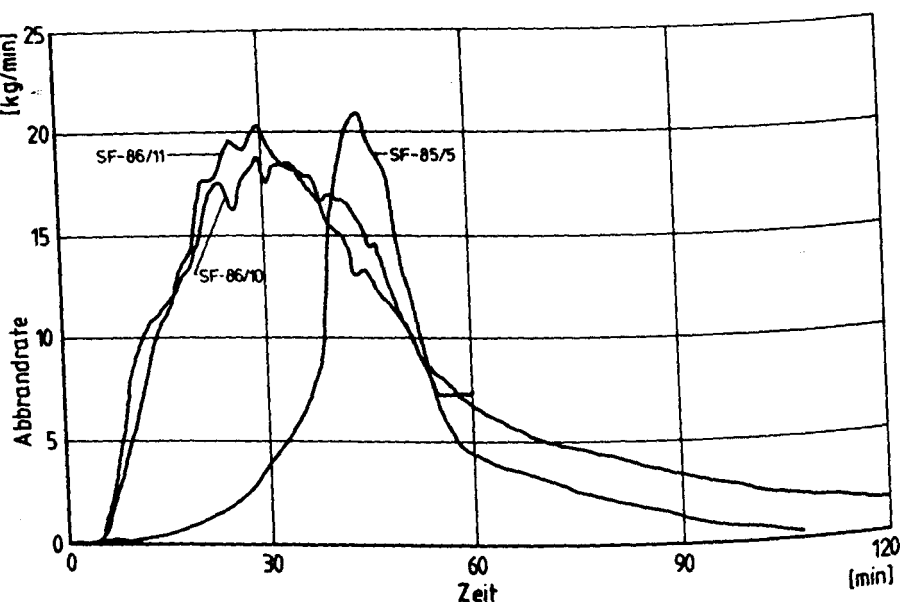


Abb.31 Abbrandraten der Versuche SF-85/5, SF-86/10 und SF-86/11
Verschiedene Brandlastanordnungen bei jeweils gleicher Ventilationsöffnung

Auch während der in der Abbildung 31 angegebenen Brandversuche SF-85/5, SF-86/10 und SF-86/11 war die Ventilationsöffnung jeweils gleich, es handelte sich um ein Fenster der Breite 3 m und der Höhe 1.2 m. Unterschiede bestanden in der Brandlast, die im Versuch SF-85/5 aus einem $7.2 \times 3.2 \text{ m}^2$ großen Teppich mit einer Masse von 500 kg Holz bestand und in den anderen beiden Versuchen aus jeweils 2 Brandlaststapeln mit einer Gesamtmasse von 1000 kg. Der Unterschied zwischen den Versuchen SF-86/10 und SF-86/11 bestand darin, daß jeweils ein anderer Stapel als Zündstapel verwendet wurde (vgl. Abbildung 27). Dies hatte im Gegensatz zu der Variation des Zündortes bei verteilter Brandlast auf den Brandablauf keinen wesentlichen Einfluß, wie ein Vergleich der Abbrandraten - Zeit - Funktion zeigt. Alle drei Versuche lagen auf Grund der ermittelten Werte für $\dot{R}_{\max}/A\sqrt{H}$ und $F_B/A\sqrt{H}$, die in der Tabelle 4.2 zusammengestellt sind, an der Grenze zwischen dem brandlastgesteuerten und dem ventilationsgesteuerten Brand. Da die Brandlastoberflächen zum Flashoverzeitpunkt für beide Brandlastkonfigurationen (zwei Stapel bzw. Brandlastteppich) annähernd gleich waren, sind wegen des gleichen Venti-

lationsfaktors auch die erreichten maximalen Abbrandraten fast gleich. Selbstverständlich ist der zeitliche Ablauf des Brandes sehr stark von der Brandlastanordnung abhängig; während der Feuerübersprung von dem gezündeten auf den anderen Stapel in der elften beziehungsweise in der zwölften Minute geschah, fand der Flashover bei der verteilten Brandlast erst in der 37-ten Minute statt.

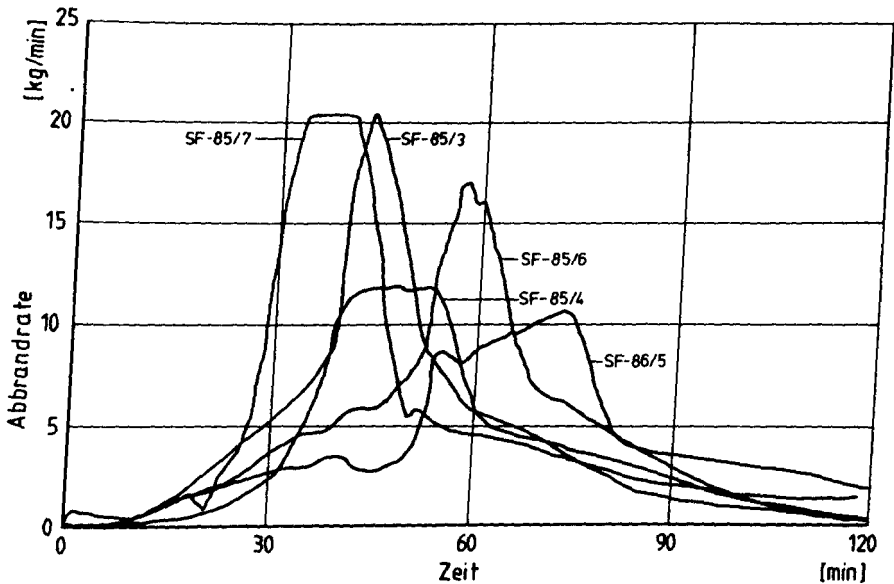


Abb.32 Abbrandraten der Versuche SF-85/3, SF-85/4, SF-85/6, SF-85/7 und SF-86/5

Einfluß der Ventilationsöffnung auf die Abbrandraten

In der Abbildung 32 sind die Abbrandraten über der Zeit für Versuche SF-85/3, SF-85/4, SF-85/6, SF-85/7 und SF-86/5 aufgetragen. Bei diesen Versuchen bestand die Brandlast stets aus 500 kg Holz, das als Brandlastteppich im Brandraum angeordnet war. Der Ventilationsfaktor wurde mit unterschiedlichen Fenster- und Türöffnungen im Bereich zwischen $0.8 \text{ m}^{5/2}$ (SF-85/7) und $6.1 \text{ m}^{5/2}$ (SF-85/3) variiert. Während die Versuche SF-85/3 und SF-85/6 brandlastgesteuert abliefen, deutet die Form der Kurven bei den Versuchen SF-85/4, SF-85/7 und SF-86/5 wegen des Plateaus im Bereich der maximalen Abbrandrate auf einen ventilationsgesteuerten Brand hin. Für die Versuche SF-85/4 und SF-86/5 wird dies auch durch

die in der Tabelle 4.2 zusammengestellten Werte für die Größen $\dot{R}_{\max}/A\sqrt{H}$ und $F_B/A\sqrt{H}$ bestätigt. Im Falle des Versuches SF-85/7 nimmt der Quotient aus der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsfaktor einen überraschend hohen Wert an:

$$\frac{\dot{R}_{\max}}{A\sqrt{H}} = 24.4 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2} \quad (4.26)$$

Dies kann wie folgt erklärt werden:

Die im Kapitel 4.3.1 beschriebene Proportionalität zwischen der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsfaktor, die in der Gleichung (4.21) angegeben ist, gilt nicht für solche experimentellen Randbedingungen, wie sie im Versuch SF-85/7 vorlagen. Heselden et. al. /40/ berichten über Fälle, wo der Faktor k aus der Gleichung (4.21) Werte zwischen 9 und 10 annimmt, dies kann dann der Fall sein, wenn die Brandraumventilationsöffnung kleiner als 10 % der Brandraumwand, in der sich die Öffnung befindet, ist. In dem Versuch SF-85/7 war der Anteil der Fensterfläche zu der Fläche der Brandraumwand nur 5 %. Thomas et al. /44/ haben Versuchsergebnisse zusammengestellt, die Auskunft geben über die Abhängigkeit des Faktors k von dem Verhältnis aus der Innenfläche der Brandraumwände und dem Ventilationsfaktor. Diese Untersuchung zeigt, daß mit steigendem $A_w/A\sqrt{H}$ der Faktor k steigt, eine Erhöhung von $A_w/A\sqrt{H}$ von $20 \text{ m}^{-1/2}$ auf $50 \text{ m}^{-1/2}$ bedeutet für k eine Erhöhung von circa 5.5 auf 9. $A_w/A\sqrt{H}$ betrug im Versuch SF-85/7 $73 \text{ m}^{-1/2}$. Es lagen hier also durchaus extreme Bedingungen hinsichtlich der Brandraumventilation vor, die den sehr hohen Wert von 24.4 in der Gleichung (4.26) verursacht haben können.

Zur Bestimmung des Wertes für k noch eine Anmerkung: Die verwendete Meßtechnik kann bewirken, daß für die maximale Abbrandrate und damit auch für k zu hohe Werte ermittelt werden. Die Abbrandrate wird nämlich aus dem während des Brandversuches verbrauchten Sauerstoff über die Energiefreisetzung bestimmt. Dabei wird auch der Anteil der Energie, die außerhalb des Brandraumes in der äußeren Halle (vgl. Bild 1) freigesetzt wird, registriert. Dieser Anteil, der grob über das Volumen der außerhalb des Brandraums auftauchenden Flammen abgeschätzt werden kann, war jedoch in keiner Versuchsphase größer als 1 MW bei einer gesamten Energiefreisetzung von 5 MW während des vollentwickelten Brandes. Der Fehler, der durch Verbrennung außerhalb der Brandraums entsteht und der

für kleine Ventilationsöffnungen am größten ist, macht also für den hier beschriebenen Fall höchstens 20 % aus.

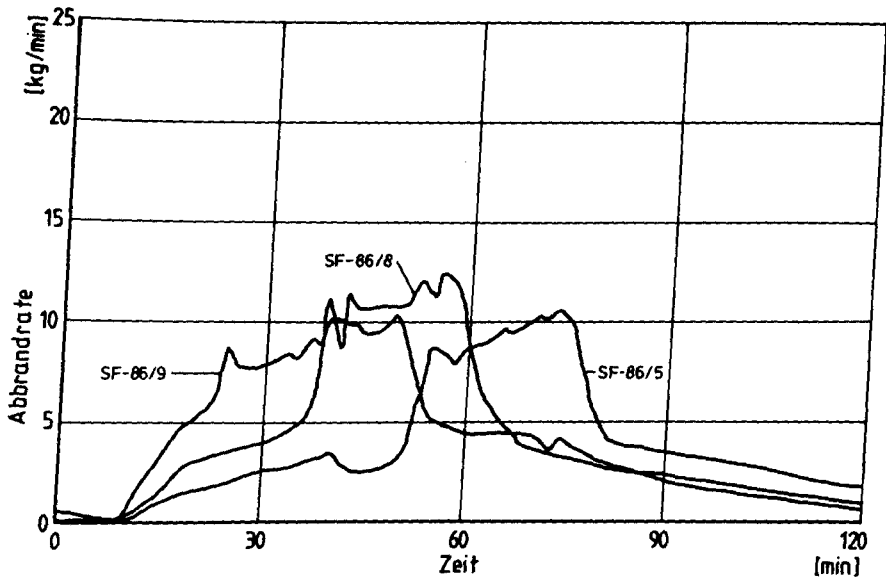


Abb.33 Abbrandraten der Versuche SF-86/5, SF-86/8 und SF-86/9
Der Einfluß der Höhe der Fensteroberkante auf die Abbrandraten

In der Abbildung 33 sind die Abbrandraten - Zeit - Funktionen der Versuche SF-86/5, SF-86/8 und SF-86/9 zusammengefaßt. Die Brandlast bestand hier jeweils aus einem $7.2 \times 7.4 \text{ m}^2$ großen Brandlastteppich mit insgesamt 500 kg Holz. Auch die Fläche der Fensteröffnung war mit $3 \text{ m} \times 0.8 \text{ m}$ in den drei Versuchen gleich groß. Von Interesse war der Einfluß des Abstandes der Fensteroberkante von der Brandraumdecke auf den Brand. Offensichtlich hat diese Größe keinen Einfluß auf die maximale Abbrandrate, sie ist mit durchschnittlich 11.6 kg/min im Rahmen der für derartige Versuche mögliche Genauigkeit in den drei Fällen gleich. Aus der Charakteristik der Kurven und auch aus den Werten der Tabelle 4.2 ist der ventilationsgesteuerte Brand ablesbar. Bemerkenswert ist die starke Abhängigkeit des Flashoverzeitpunktes von der Höhe der Fensteroberkante, die in der Abbildung 34 veranschaulicht ist. Daß der Flashover umso früher ausfällt je weiter die Ventilationsöffnung von der Brandraumdecke entfernt ist, ist verständlich, da die Dicke der Heißgas-

schicht, die wesentlich die Aufheizung der Brandlast und damit den Flashoverzeitpunkt bestimmt, von der vertikalen Lage des Fensters abhängt. Mit den hier gewählten Versuchsrandbedingungen ergab sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Flashoverzeit und dem Abstand zwischen der Brandraumdecke und der Oberkante der Ventilationsöffnung, der in der Abbildung 34 mit d bezeichnet ist.

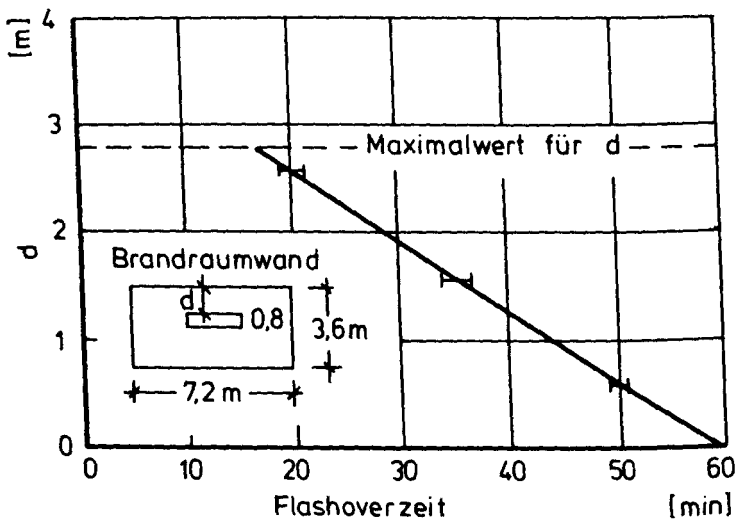


Abb.34 Flashoverzeiten für unterschiedliche Fensterhöhen

In einer anderen Darstellung sind alle an Hand der Abbildungen 29-33 diskutierten Versuche in dem Bild 35 zusammengestellt. Es ist die auf den Ventilationsfaktor bezogenen maximalen Abbrandrate über dem Quotienten aus der Brandlastoberfläche und dem Ventilationsfaktor aufgetragen. Als ventilationsgesteuerter Bereich ist der waagerechte Kurvenabschnitt mit $k=5.5 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2}$ erkennbar. Der Versuch SF-85/7, der auch ventilationsgesteuert ablief und für den aufgrund der im Verhältnis zur Brandraumgröße sehr kleinen Fensteröffnung als Faktor zwischen der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsparameter der Wert $24.4 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2}$ ermittelt wurde, ist in dieser Darstellung nicht enthalten. Der ansteigende Kurvenabschnitt ist den brandlastgesteuerten Versuchen zuzuordnen. Ein Vergleich der Abbildung 35 mit der Abbildung 23, die die hier diskutierten Zusammenhänge für den doppelt so großen Brandraum 1 veranschaulicht, zeigt, daß sowohl qualitativ als

auch quantitativ bezüglich der maximalen Abbrandrate in beiden Brandräumen die gleichen Zusammenhänge experimentell ermittelt wurden.

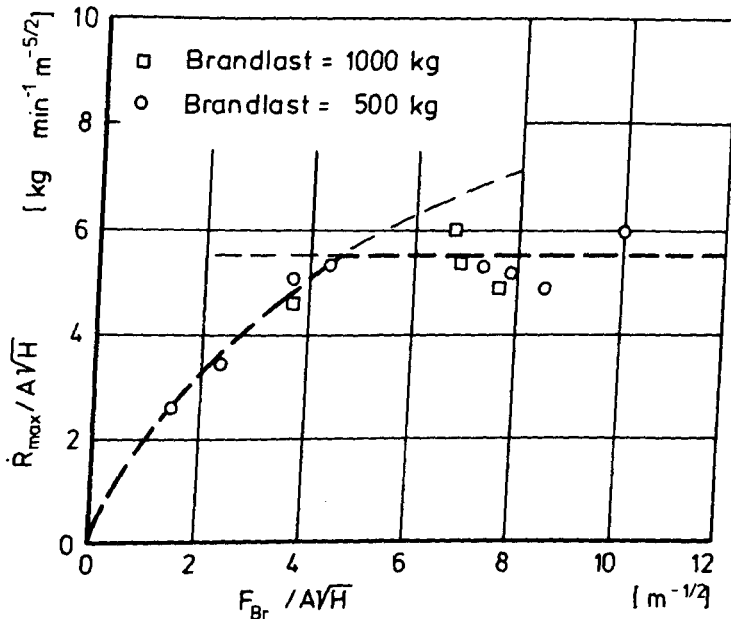


Abb. 35 Zusammenhang zwischen der maximalen Abbrandrate, der Brandlastoberfläche und dem Ventilationsfaktor

Zusammenfassend kann gesagt werden:

1. Es hat sich gezeigt, daß der Flashoverzeitpunkt bei im Brandraum verteilter Brandlast sehr stark von brandlastspezifischen und auch von brandraumspezifischen Größen abhängt. Als wesentliche Einflußparameter haben sich der Wassergehalt im Holz, der Ort an dem die Brandlast gezündet wird und die Höhe der Fensteroberkante im Brandraum ergeben.
2. Der Faktor zwischen der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsparameter im ventilationsgesteuerten Brand kann bei bestimmten Versuchsrandbedingungen wesentlich höhere Werte als den häufig in der Literatur angegebenen und für kleine Brandräume experimentell ermittelten Wert von $5.5 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2}$ erreichen. Hierfür scheint das Verhältnis aus der Oberfläche der Brandraumwände und dem Ventilations-

faktor eine entscheidende Größe zu sein, wesentlich ist auch das Verhältnis aus Brandlastoberfläche und dem Ventilationsfaktor.

3. Sieht man von den in 2. geschilderten Fällen ab, dann sind in dem Brandraum der Größe 7,2 m x 7,4 m x 3,6 m für die während der Versuche gemessenen maximalen Abbrandraten die gleichen Zusammenhänge ermittelt worden wie in dem in Abschnitt 4.3.2 beschriebenen doppelt so großen Brandraum.

4.3.3.3 Die Brandraumtemperaturen

Die Brandraumtemperaturen wurden mit circa 60 Ni Cr-Ni Mantelthermoelementen gemessen, um sowohl die horizontale als auch die vertikale Verteilung der Temperaturen zu ermitteln. Die Temperatur - Zeit Verläufe an diesen Meßstellen und die Lage der Meßstellen sind in der Versuchsdokumentation /50/ aufgelistet.

Wie hoch die Brandraumtemperaturen werden können, hängt von den Energieverlusttermen wie Konvektion und Strahlung durch Ventilationsöffnungen und Wärmeleitung durch Brandraumwände und von der Energiefreisetzung im Brandraum ab. Außerdem ist die Menge der zur Verfügung stehenden Brandlast wesentlich, da sie die Dauer der Brandphase, während der die Energiefreisetzung maximal ist, bestimmt. Im folgenden wird an Hand von ausgewählten Temperatur - Zeit Kurven der Einfluß dieser erwähnten Größen auf die Brandraumtemperaturen gezeigt.

Im Bild 36 sind die mittleren Brandraumtemperaturen, gemittelt über 11 Meßwerte in 11 verschiedenen Höhen an der Stelle R4, für die Versuche SF-85/1 und SF-86/6 über der Zeit aufgetragen. Der Vergleich der beiden Kurven soll den Einfluß des Energieanteiles, der an die Wände und durch die Wände an die Umgebung abgegeben wird, auf die Brandraumtemperaturen zeigen. In beiden Versuchen waren die Brandlast mit 1000 kg Holz, das gleichmäßig auf dem Brandraumboden verteilt war und die Ventilationsöffnung, eine 1,2 m x 3,0 m große Tür, gleich. Die erreichten maximalen Brandraumtemperaturen wichen jedoch beträchtlich voneinander ab, an dem in der Abbildung 36 mit angegebenen Meßort R4 um 130 K. Die Begründung für diese Abweichung muß in den unterschiedlichen Materialkennwerten der Brandraumwände zu suchen sein. Für den Versuch SF-85/1 war der Brandraum neu aufgebaut worden, daher wies der Leichtbeton, aus dem die

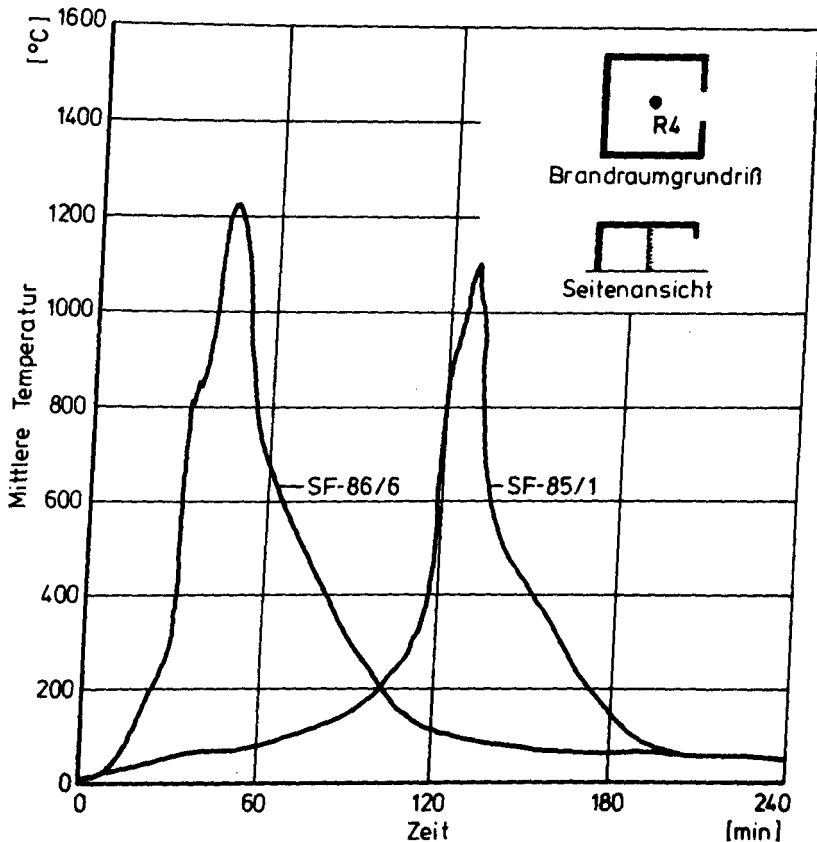


Abb.36 Mittlere Brandraumtemperaturen als Funktion der Zeit, Versuche SF-85/1 und SF-86/6
Einfluß des Materials der Brandraumbauteile

Brandraumumfassungen bestanden, einen wesentlich höheren Feuchtegehalt und damit eine höhere spezifische Wärme und eine höhere Wärmeleitfähigkeit auf als im Versuch SF-86/6. Die dadurch höheren Werte der in den Brandraumwänden gespeicherten und durch die Brandraumwände fortgeleiteten Energie sorgten dafür, daß trotz einer um etwa 20 % höheren Energiefreisetzung (vgl. Bild 29) die Brandraumtemperaturen im Versuch SF-85/1 deutlich niedriger ausfielen als im Versuch SF-86/6. Die verschobene Lage der Maximalwerte bezüglich der Zeitachse ist im unterschiedlichen Feuchtegehalt des jeweils verwendeten Holzes begründet (vgl. 4.3.3.2).

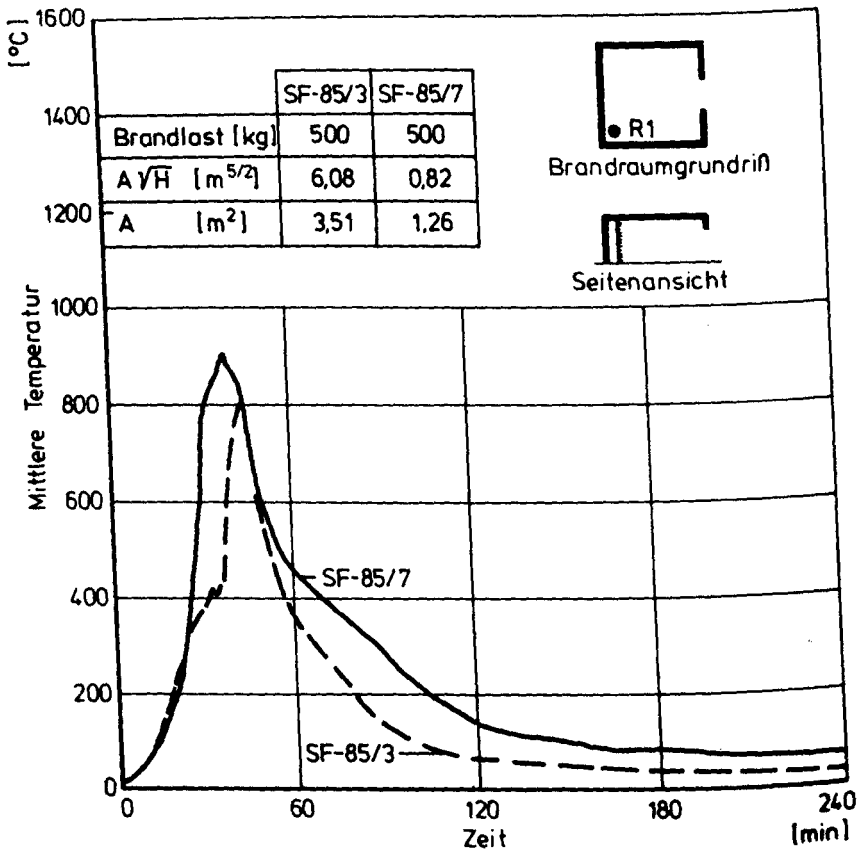


Abb.37 Mittlere Brandraumtemperaturen als Funktion der Zeit, Versuche SF-85/3 und SF-85/7
Einfluß der Ventilationsöffnung

In der Abbildung 37 ist der Einfluß der Ventilationsöffnung auf die mittleren Brandraumtemperaturen zu sehen. Mit circa 20 kg Holz pro Minute war in beiden Versuchen SF-85/3 und SF-85/7 die Abbrandrate und damit die Energiefreisetzung gleich. Zu Versuchsbeginn, etwa bis zur zwanzigsten Minute, sind die Brandraumtemperaturen noch identisch. Mit steigenden Temperaturen nimmt die durch die Ventilationsöffnung abgestrahlte Energie mit der 4-ten Potenz der Temperatur zu, ebenso steigt der dem Brandraum durch Konvektion entzogene Energieanteil. Hier macht sich jetzt die größere Öffnungsfläche und der daraus resultierende grö-

Bere Ventilationsfaktor im Versuch SF-85/3 durch eine um 100 K geringere Brandraumtemperatur zur Zeit des Temperaturmaximums bemerkbar. Die Differenz wäre sicherlich noch deutlicher ausgefallen, wenn nicht, wie im Abschnitt 4.3.3.2 erläutert, während der Phase der maximalen Energiefreisetzung im Versuch SF-85/7 auf Grund von Sauerstoffmangel im Brandraum ein Teil der Energie außerhalb des Brandraumes freigesetzt worden wäre.

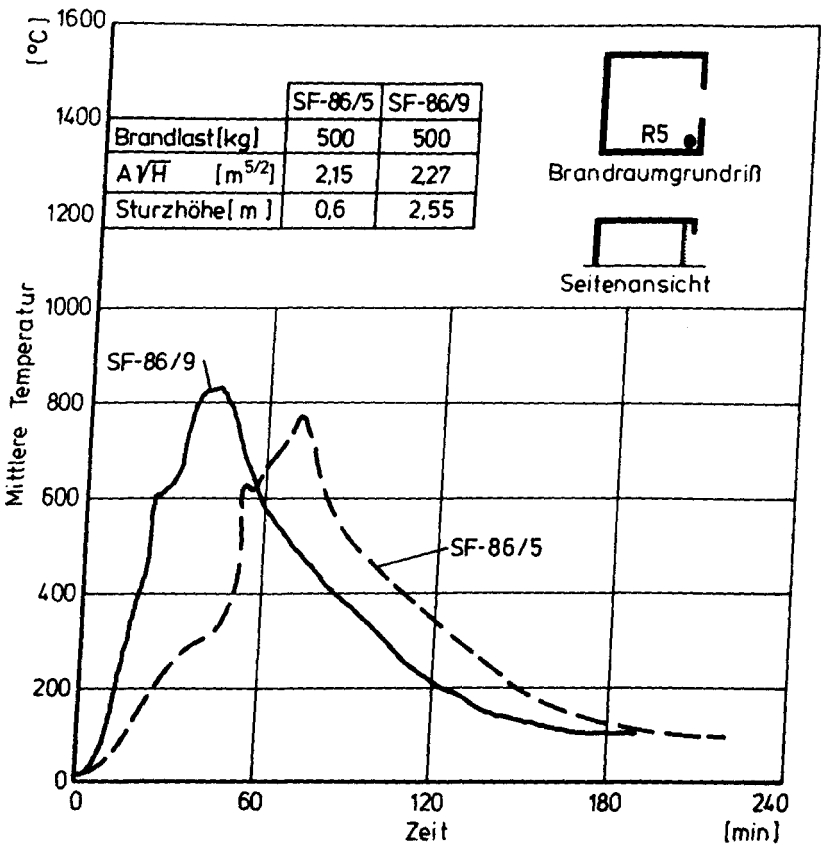


Abb.38 Mittlere Brandraumtemperaturen als Funktion der Zeit, Versuche SF-86/5 und SF-86/9
Einfluß des Abstands zwischen der Brandraumdecke und der Fensteroberkante

In der Abbildung 38 sind die mittleren Brandraumtemperaturen über der Zeit für den im Bild angegebenen Brandraumort R5 für die Versuche SF-86/5 und SF-86/9 aufgetragen. Bis auf den mit "Sturzhöhe" bezeichneten Abstand zwischen der Brandraumdecke und der Fensteroberkante waren die durch Brandlast und Ventilation festgelegten Versuchsrandbedingungen jeweils identisch. Auch die Abbrandrate war mit 10.8 kg/min bzw. 10.9 kg/min im Rahmen der Meßgenauigkeit in beiden Versuchen gleich. Daß sich trotzdem die Maximaltemperaturen um etwa 80 K unterscheiden, liegt daran, daß bei einem geringeren Abstand zwischen Brandraumdecke und Fensteroberkante wesentlich mehr heiße Gase den Brandraum verlassen als im anderen Fall, wo sich die gesamte Fensterfläche für eine längere Zeitdauer im Bereich der kalten Luftschicht befindet. Auf die relative zeitliche Verschiebung der Temperaturmaxima in diesen beiden Versuchen ist bereits im Abschnitt 4.3.3.2 eingegangen worden.

Der Einfluß des Energieterms "Energiefreisetzung" auf die Brandraumtemperaturen wird durch die Abbildung 39 verdeutlicht. Für die Versuche SF-85/3 und SF-86/6, die sich in ihren Randbedingungen nur durch die jeweils eingesetzte Brandlastmasse unterscheiden, ist die am Meßort R1, das ist eine der Ventilationsöffnung gegenüberliegende Brandraumdecke, ermittelte mittlere Brandraumtemperatur über der Zeit aufgetragen. Im Versuch SF-86/6, wo die Abbrandrate den Wert 31 kg/min erreichte, ist der Maximalwert der Temperatur mit etwa 1180 °C um circa 180 K höher als im Versuch SF-85/3, wo auf Grund der relativ kleinen zur Verfügung stehenden Brandlast von 500 kg Holz die Abbrandrate nicht über 21 kg/min anstieg.

Die vier anhand der Abbildung 36 bis 39 gezeigten Beispiele zeigen, daß jede Änderung in der Energiebilanz des Brandraumes die Brandraumtemperaturen beeinflußt. Anhand der gemessenen mittleren Temperaturen konnten hier die Einflüsse nur qualitativ gezeigt werden. Quantitative Auskünfte über die Abhängigkeit der Brandraumtemperaturen von den brandbeeinflussenden Parametern können Energiebilanzrechnungen geben, die im Teil 2 des C3-Abschlußberichtes durchgeführt und erläutert werden.

Zum Schluß dieses Abschnittes soll noch etwas über die Temperaturverteilung im Brandraum gesagt werden. Bei den Heißgastemperaturen betrugen die horizontalen Abweichungen je nach Brandlastanordnung und Ventilationsöffnung bis zu 300 K. Generell ist zu sagen, daß durch den Einfluß

der Ventilationsöffnung die Temperaturen auf der Brandraumseite, wo sich die Öffnung befand, niedriger waren als auf der anderen.

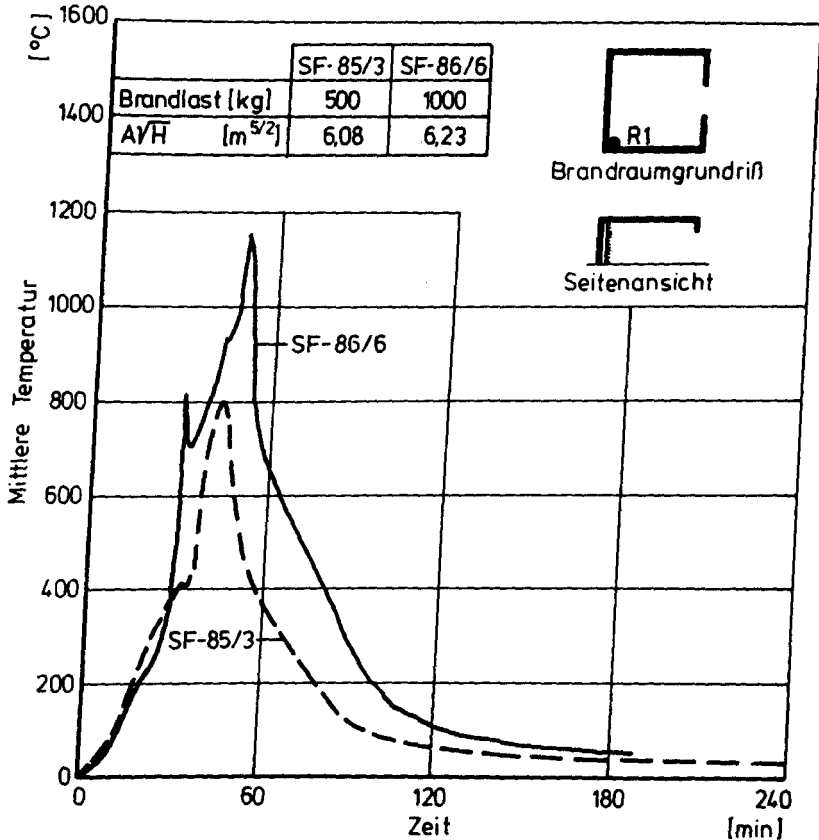
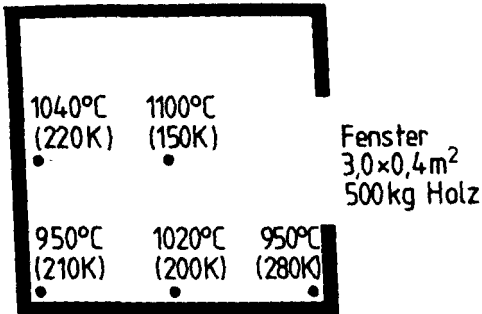


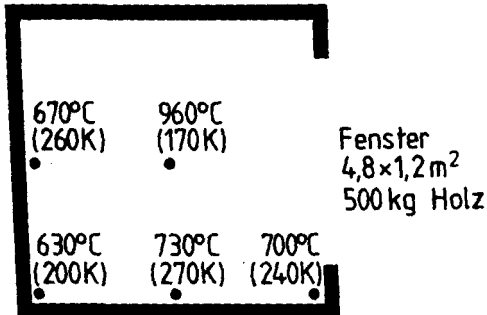
Abb.39 Mittlere Brandraumtemperaturen als Funktion der Zeit, Versuche SF-85/3 und SF-86/6
Einfluß der Energiefreisetzung auf die Brandraumtemperaturen

In der Abbildung 40 sind für verschiedene Brandraumorte die maximalen Heißgastemperaturen in den Brandraumgrundriß eingetragen. Bei kleinen Ventilationsöffnungen (SF-85/7) sind die horizontalen Temperaturdifferenzen am geringsten. Die Versuche SF-85/6 und SF-86/7 sind als Beispiele für den Fall der großen Ventilationsöffnung angegeben. Hier ist

SF-85/7



SF-85/6



SF-86/7

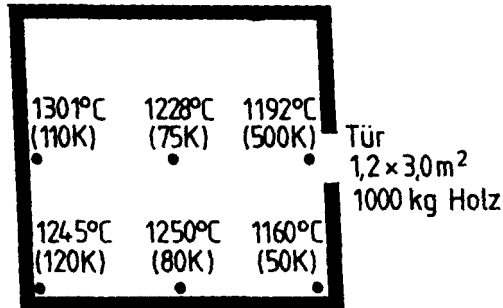


Abb. 40 Vertikale Temperaturdifferenzen [K] und horizontale Temperaturverteilung [°C] im Brandraum

die geringe Brandlast von 500 kg Holz im Versuch SF-85/6 dafür verantwortlich, daß die Temperaturdifferenzen in der Heißgasschicht zwischen der Brandraummitte und den Brandraumwänden mit bis zu 330 K relativ groß ausfallen. Die in der Abbildung 40 in Klammern angegebenen Werte geben über vertikale Temperaturunterschiede an den jeweiligen Meßstellen Auskunft. Bei der relativ geringen Brandlast von 500 kg Holz betrug der Unterschied zwischen der Heißgastemperatur und der Temperatur, die 30 cm über dem Brandraumboden gemessen wurde, zwischen 150 K und 280 K. Dies trifft sowohl für die kleineren als auch für die großen Ventilationsöffnungen zu. Mit größer werdender Brandlast werden wegen der Heftigkeit des Brandes die Luftschichten besser durchmischt, die Folge davon ist, daß zum Beispiel im Versuch SF-86/7 die vertikalen Temperaturunterschiede im Brandraum nur noch maximal 120 K betragen. Hierbei sind die mit den Thermoelementen in unmittelbarer Türnähe gemessenen Temperaturen nicht berücksichtigt, da diese für den Brandraum nicht repräsentativ sind.

4.3.4 Brandraumdimensionen 20.4 m x 7.2 m x 3.6 m (Brandraum 3)

4.3.4.1 Allgemeine Angaben

Die Versuche in dem Brandraum mit einer Grundfläche von 147 m^2 waren auf Grund der Brandraumgröße am kostenintensivsten. Daher wurde ihre Anzahl auf 7 beschränkt. In diesen 7 Versuchen sollte geklärt werden, wie sich die Brandraumgröße auf die in den Kapiteln 4.3.2 und 4.3.3 angegebenen Ergebnisse auswirkt. Besonders interessant war jetzt die Frage nach den maximalen Abbrandraten für kleine Ventilationsparameter im ventilationsgesteuerten Brand, da sich während der Versuche im Brandraum 2 (Grundfläche = 56 m^2) gezeigt hatte, daß erhebliche Abweichungen von der in der Gleichung (4.21) angegebenen Beziehung auftreten konnten. Weiterhin sollte untersucht werden, wie die Temperaturverteilungen bezüglich der vertikalen und der horizontalen Richtungen sich mit der Brandraumgröße veränderten.















| Versuchs- bezeichnung | Brandlast | | | | Ventilation | | |
|--------------------------|-----------|---|---|---|---|---|--|
| | Q [kg] | Anordnung | $\frac{Q}{A_t} \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right]$ | $\frac{Q}{A_t} \left[\frac{\text{MJ}}{\text{m}^2} \right]$ ($H_{F, 17} \frac{\text{MJ}}{\text{kg Holz}}$) | Lage d Fenster in der Brandraum- Seitenwand | Fenster- fläche A [m ²] | Ventilations- faktor AVH [m ²] |
| SF-85/8 | 989 |  | 2.0 | 34 |  | 7 | 8.3 |
| SF-85/9 | 920 |  | 1.9 | 32 |  | 7.8 | 13.5 |
| SF-85/10 | 1815 |  | 3.7 | 63 |  | 7.8 | 13.5 |
| SF-86/1 | 940 |  | 1.9 | 32 |  | 3 | 5.2 |
| SF-86/2 | 900 |  | 1.8 | 31 |  | 3 | 3 |
| SF-86/3 | 1800 |  | 3.7 | 62 |  | 3 | 3 |
| SF-86/4 | 900 |  | 1.8 | 31 |  | 1.5 | 1.06 |

Abb.41 Übersicht der Brandversuche im Brandraum 3

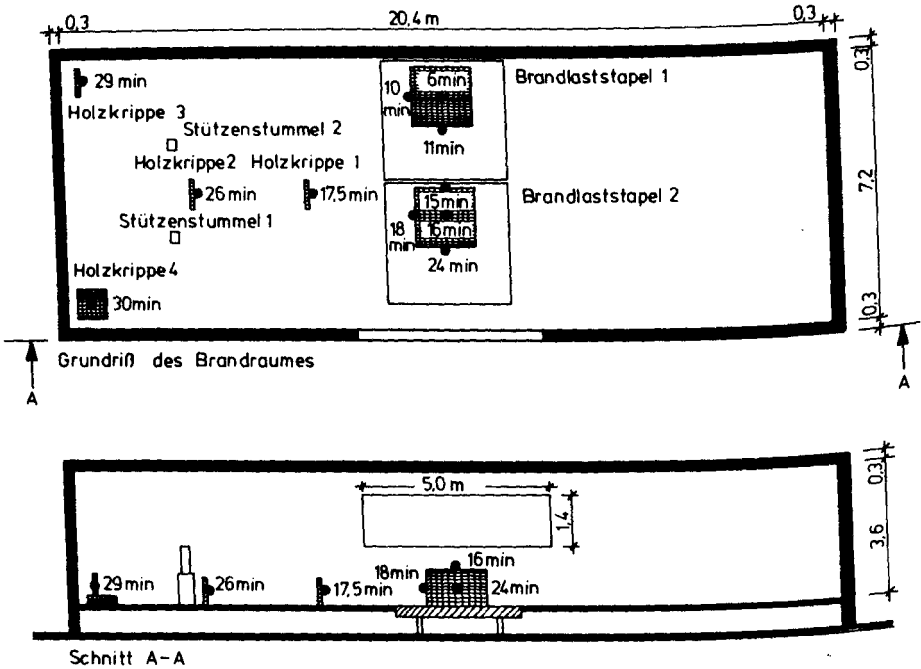
In der Abbildung 41 ist eine Übersicht der in diesem Brandraum durchgeführten Versuche zusammengestellt. Auch hier bestanden die Brandraumwände aus 30 cm dicken Leichtbetonsteinen, die Brandraumdecke war aus

mit Stahl bewehrten 30 cm starken Leichtbetonplatten zusammengesetzt. Die Ventilationsöffnung befand sich aus Platzgründen in einer der langen Seitenwände im Gegensatz zu den Versuchen in den kleineren Brandräumen, wo sich die Öffnungen in den meisten Fällen auf der schmalen Stirnseite befunden hatten. Die Abbildung 41 gibt Auskunft über die Versuchsbezeichnungen, die Brandlast und die Brandlastanordnung, die Öffnungsfläche der Ventilationsöffnung und den Ventilationsfaktor. Der Ventilationsfaktor wurde im Bereich zwischen $1.06 \text{ m}^{5/2}$ und $13.5 \text{ m}^{5/2}$ variiert, bezogen auf die Brandrauminnenfläche A_t bedeutet das eine Variation im Bereich $0.0022 \text{ m}^{1/2} \leq A \sqrt{H}/A_t \leq 0.0274 \text{ m}^{5/2}$. Die Brandlast wurde entweder auf zwei Stapeln angeordnet (SF-85/8) oder als Brandlastteppich im Brandraum verteilt, zwischen 900 kg und 1815 kg wurden jeweils während eines Brandversuches verbrannt.

4.3.4.2 Versuchsbeobachtungen

4.3.4.2.1 Versuch mit Brandlaststapeln - Selbstentzündung von Brandlasten

Wie die in Abbildung 41 zusammengestellte Übersicht zeigt, wurden im Versuch SF-85/8 zwei Brandlaststapel mit je 500 kg Holz verbrannt. Die Stapel waren auf je einer Wiegebühne aufgebaut, so daß neben der Bestimmung der Gesamtenergiefreisetzung durch die Sauerstoffkalorimetrie auch die Abbrandraten der Brandlaststapel einzeln ermittelt werden konnten. Zusätzlich zu den beiden Brandlaststapeln wurden an verschiedenen Stellen einzelne Holzkrippen gelegt. Es sollte an diesen Stellen der Zeitpunkt der Selbstentzündung, die durch Heißgasstrahlung, Flammenstrahlung und Strahlung von heißen Brandrauminnenflächen verursacht wird, ermittelt werden. In der Abbildung 42 ist die Anordnung der Brandlaststapel und der zusätzlichen Holzkrippen im Brandraum zu sehen. Zu Versuchsbeginn wurde der Brandlaststapel 1 an den 4 Eckpunkten mit je einem halben Liter Heptan von unten angezündet. Auf den Brandlaststapeln, an deren Seitenflächen und an den zusätzlich verteilten Holzkrippen waren Thermoelemente angebracht, die den Zündzeitpunkt an der jeweiligen Stelle registrieren sollten. Die Zahlenangaben an den in der Abbildung 42 eingezeichneten Meßstellen geben Auskunft über die Zeitdauer, die vom Versuchsbeginn bis zum Zünden des Holzes an dieser Stelle verstrichen ist.



Schnitt A-A

Abb.42 Versuchsaufbau SF-85/8, Erläuterung siehe Text

Nach 11 Minuten war der erste Stapel vollständig von den Flammen erfaßt. Nach 15 Minuten begann der zweite Stapel an der Seitenfläche, die dem Brandlaststapel 1 zugewandt war, zu brennen und nach 16 Minuten an der Oberfläche; die Ursache war jeweils Selbstentzündung. Hierfür war in erster Linie die Flammenstrahlung verantwortlich. Der Seitenfläche des Brandlaststapels 2, die der Ventilationsöffnung zugewandt war, war durch den Stapel von den Flammen abgeschattet und wurde außerdem von der in den Brandraum einströmenden Frischluft gekühlt. Die Folge davon war, daß sich die Brandlast an dieser Stelle erst nach 24 Minuten entzündete. Bis zur Entzündung der Holzkrippen in den Brandraumecken vergingen 29 beziehungsweise 30 Minuten. Die Tatsache, daß die Zeitpunkte der Selbstentzündung der Brandlast sehr stark ortsabhängig sind, deutet auf inhomogene Temperaturen der Gasschichten, inhomogene Temperaturen in den Brandraumwänden und daraus resultierend eine örtlich unterschiedliche Wärmestrahlungsbelastung hin. Es kann also keine eindeutige Flashoverzeit angegeben werden, wann der Flashover auftritt, hängt bei

Brandszenarien dieser Art von dem Ort der Brandlasten im Brandraum und von deren relativer Lage zueinander ab.

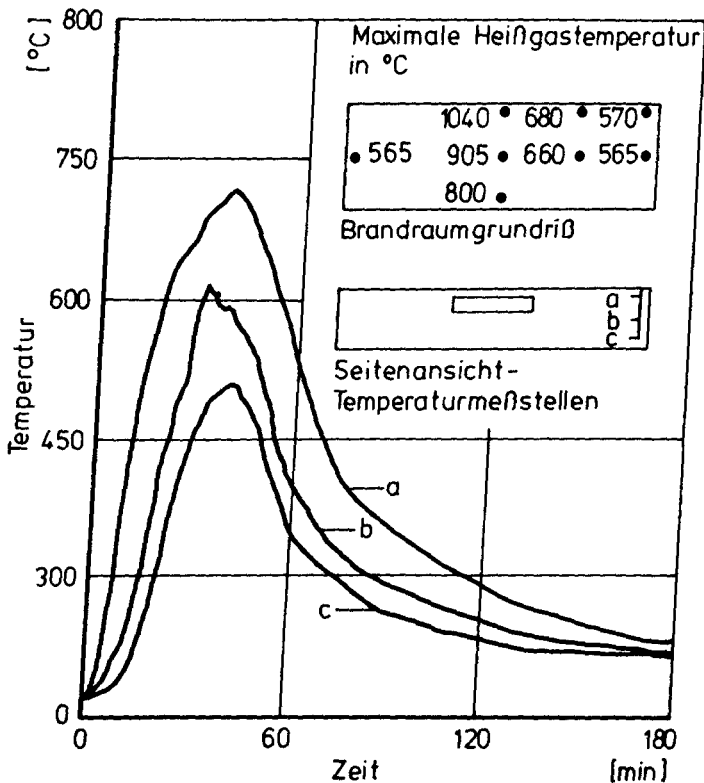


Abb.43 Horizontale und vertikale Temperaturdifferenzen während des Versuchs SF-85/8 im Brandraum

Die Abbildung 43 veranschaulicht die inhomogenen Zustände im Brandraum bezüglich der Brandraumtemperaturen. Oben rechts im Bild sind die maximalen Heißgastemperaturen 30 cm unter der Brandraumdecke in den Grundriß des Brandraums eingezeichnet. Die horizontalen Temperaturdifferenzen werden deutlich, die Heißgasschicht ist in der Brandraummittellachse fast 500 K wärmer als in der Nähe der kurzen Seitenwände. Die vertikalen Temperaturunterschiede gehen aus dem Diagramm hervor: Hier sind für den in der Seitenansicht angegebenen Meßort die Temperatur - Zeit - Kurven für 3 verschiedene Brandraumhöhen eingezeichnet. Die Temperaturen, die

an dem Thermoelement 30 cm unter der Brandraumdecke und 30 cm über dem Brandraumboden gemessen wurden, unterscheiden sich um mehr als 200 K. Außerdem kann dem Bild die Information entnommen werden, daß von einer Zweischichtung im Brandraum bezüglich der Temperaturen nicht die Rede sein kann (siehe auch Abb.55).

4.3.4.2.2 Flashoverzeiten bei verteilter Brandlast

Für die Versuche mit verteilter Brandlast wurden Flashoverzeiten zwischen 40 Minuten und 120 Minuten registriert. Sie sind in der Tabelle 4.3 angegeben.

| Versuch | A/H [m ^{5/2}] | F_B [m ²] | \dot{R}_{\max} [kg/min] | $\dot{R}_{\max}/A/H$ [kg min ⁻¹ m ^{-5/2}] | $F_B/A/H$ [m ^{-1/2}] | $t_{\text{Flashover}}$ [min] |
|----------|------------------------------|----------------------------|------------------------------|---|-----------------------------------|---------------------------------|
| SF-85/8 | 8,3 | 15 | 20 | 2,4 | 0,75 | 16 - 30 |
| SF-85/9 | 13,5 | 40 | 27,5 | 2,0 | 3,0 | 115 - 120 |
| SF-85/10 | 13,5 | 96 | 58 - 68 | 4,3 - 5,0 | 7,1 | 63 - 64 |
| SF-86/1 | 5,2 | 47 | 45 - 50 | 8,7 - 9,6 | 9,0 | 50 |
| SF-86/2 | 3 | 45 | 37 | 12,3 | 15,0 | 48 |
| SF-86/3 | 3 | 96 | 62 - 76 | 20,7 - 25,3 | 32,0 | 40 |
| SF-86/4 | 1,06 | 45 | 28 | 26,4 | 42,5 | 48 |

Tab. 4.3 Versuchparameter und Ergebnisse für den Brandraum 3

Für den zeitlichen Ablauf des Brandgeschehens und damit für die Zeitdauer, die bis zum Flashover vergeht, ist zum einen die Brandausbreitungsgeschwindigkeit wegen der davon unmittelbar abhängenden Energiefreisetzung und zum anderen die Größe des Anteils der freigesetzten Energie, der im Brandraum verbleibt, verantwortlich.

Auf die Bedeutung der Brandlastqualität für die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit, wobei in erster Linie die Feuchtigkeit, die Oberflächenbeschaffenheit und die Art des Holzes zu nennen sind, ist bereits im Kapitel 4.1 hingewiesen worden. Die für die Versuche in dem großen Brandraum verwendeten 8500 kg Holz waren nicht völlig homogen bezüglich die-

ser Eigenschaften. Die daraus resultierenden unterschiedlichen Werte der Flammenausbreitungsgeschwindigkeit in der Brandentstehungsphase müssen für die verschiedenen Flashoverzeiten in den Versuchen SF-85/9 (circa 2 Stunden) und SF-85/10 (circa 1 Stunde) verantwortlich sein. Die Ventilationsöffnung war nämlich in beiden Fällen gleich, damit hätte bei gleicher Energiefreisetzung und gleicher Brandraumtemperatur die Energie, die dem Brandraum durch Konvektion und Strahlung entzogen wird, für beide Versuche gleich sein müssen.

Der Vergleich der Flashoverzeiten der Versuche SF-85/10 und SF-86/1 bis SF-86/4 deutet auf die Tendenz hin, daß mit kleiner werdender Ventilationsöffnung die Zeit, die bis zum Flashover vergeht, kürzer wird. Weiterhin ist die Tendenz erkennbar, daß bei gleicher Ventilationsöffnung ein Flashover umso eher eintritt, je größer die Brandlastoberfläche ist (vgl. SF-86/3 und SF-86/2). Das liegt daran, daß auch in der Brandentstehungsphase die Brandlast an ihrer Oberfläche zu pyrolysieren beginnt, und die Menge der entstehenden Pyrolysegase hängt selbstverständlich von der Größe der Brandlastoberfläche ab.

Mehr als diese qualitativen Angaben bezüglich des Flashoverzeitpunktes sind hier nicht möglich, da zu viele zum Teil noch nicht erforschte Parameter die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit in der Brandentstehungsphase beeinflussen.

4.3.4.2.3 Beobachtungen zur Brandraumventilation

Um einen Brandablauf rechnerisch zu beschreiben und vorherzusagen müssen bestimmte Modelle herangezogen werden, die die physikalische Prozesse des Energie- und Massenaustausches zwischen dem Brandraum und der Umgebung möglichst realistisch beschreiben. Eine dominierende Rolle bei der Energiebilanz spielt die dem Brandraum durch Konvektion durch die Ventilationsöffnung entzogene Energie. Hierfür wird im allgemeinen ein Strömungsmodell herangezogen, das es gestattet, die in den Brandraum ein- und aus dem Brandraum herausströmenden Gase mit Hilfe der Bernoulligleichung zu berechnen /45/. Verantwortlich für die Gasströmung sind die innerhalb und außerhalb des Brandraumes verschiedenen Druckgradienten, die sich entsprechend der Temperatur einstellen.

Beobachtungen während der Brandversuche sollten die Fragen klären, ob

dieses Strömungsmodell auch in der Lage ist, die Situation für Brände in großen Brandabschnitten zu beschreiben. Es ergab sich, daß dies nur in der Preflashoverphase der Fall ist. Hier konnte im Bereich der Ventilationsöffnung eine sogenannte neutrale Ebene beobachtet werden. Oberhalb der neutralen Ebene strömten Brandgase aus dem Brandraum aus, unterhalb strömte Frischluft in den Brandraum hinein.

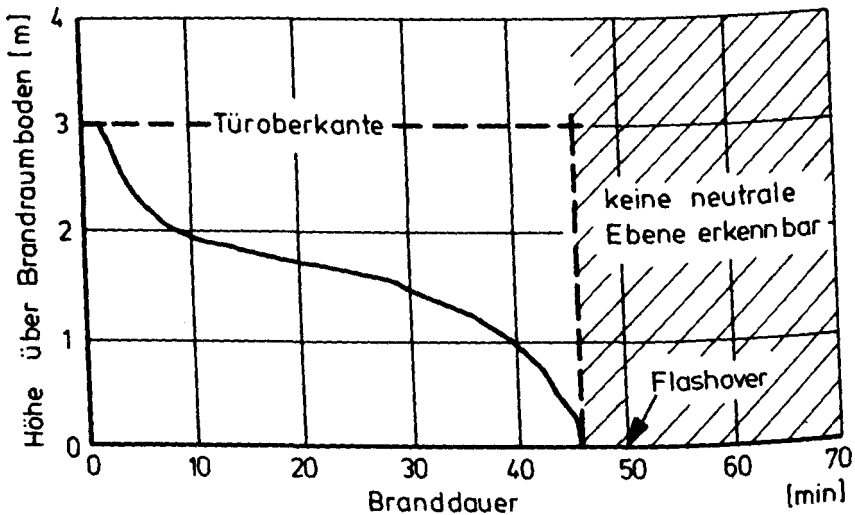


Abb. 44 Höhe der neutralen Ebene über dem Brandraumboden (Versuch SF-86/1)

Für den Versuch SF-86/1, in dem eine 1 m breite und 3 m hohe Tür als Ventilationsöffnung diente, ist der Abstand der neutralen Ebene vom Brandraumboden in der Abbildung 44 über der Zeit aufgetragen. Ab der zweiten Versuchsminute strömten Brandgase aus dem Brandraum aus, bis zur 46 Minute, daß war etwa 4 Minuten vor dem Flashover, verringerte sich der Abstand zwischen dem Brandraumboden und der neutralen Ebene stetig bis auf etwa 0.3 m. Danach veränderte sich das Strömungsbild grundlegend. Eine Grenzschicht zwischen ein- und ausströmenden Gasen war nicht mehr erkennbar, vielmehr wurde der Brandraum jetzt durch ein jeweils im Sekundenrhythmus aufeinanderfolgendes Ansaugen von Frischluft und Ausstoßen von Brandgasen ventiliert. Hierbei wurde sowohl für den Ansaug- wie auch für den Ausstoßtakt der ganze Öffnungsquerschnitt der Tür ausgefüllt. Dieses mit dem Begriff "Pumpen" beschreibbare Ventilationsver-

halten wurde etwa 8 Minuten lang aufrecht erhalten, während der Ausstoß-
takte kamen auch zeitweise Flammen aus dem Brandraum.

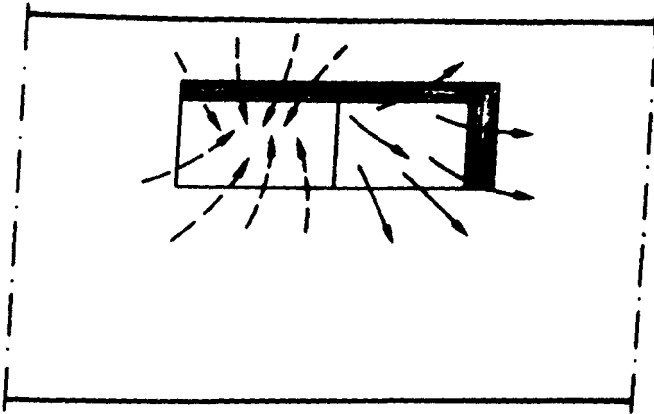


Abb.45 Strömungsbild an der Ventilationsöffnung (Versuche SF-86/2 bis SF-86/4)

Während der Brandversuche, bei denen eine Fensteröffnung mit einer Breite von 3 m für den Gasaustausch zur Verfügung stand (SF-86/2, SF-86/3 und SF-86/4), wurde beobachtet, daß während der Phase des vollentwickelten Brandes die in den Brandraum einströmende Luft nicht durch eine horizontale sondern durch eine vertikale, etwa in Fenstermitte verlaufende Trennlinie von den ausströmenden Brandgasen getrennt war: Auf der rechten Fensterseite strömten Heißgase aus und auf der linken die Frischluft ein (vgl. Abb. 45). Dieses Verhalten deutet auf unsymmetrische Strömungsverhältnisse und daraus folgend einen unsymmetrischen Brandablauf im Brandraum hin.

Es sind also im Bereich der Ventilationsöffnung Strömungsmuster beobachtet worden, die sehr verschieden von dem oben beschriebenen Modell sind, das für die theoretische Abschätzung des Gasaustausches zwischen dem Brandraum und der Brandraumumgebung herangezogen wird. Das ist deshalb von Bedeutung, weil die dem Brandraum zuströmende Frischluft für den ventilationsgesteuerten Brand die Energiefreisetzung im Brandraum begrenzt: Setzt man die Gültigkeit der Bernoulligleichung für die Strömung an der Ventilationsöffnung voraus, dann ist die aus dem Brandraum herausströmende Gasmenge durch den Ventilationsfaktor beschränkt /41/.

$$\dot{m}_g \left[\frac{\text{kg}}{\text{s}} \right] = 0.52 \, A \sqrt{H} \left[\text{m}^{5/2} \right] \quad (4.27)$$

Die Gasmenge pro Zeit \dot{m}_g ist wegen der Massenerhaltung auch eine obere Grenze für die in den Brandraum einströmende Frischluftmenge. Daher folgt aus der Anwendung der Bernoulligleichung für die stationäre kompressible Strömung auf die Brandraumventilation eine maximale Abbrandrate von

$$\dot{R}_{\max} \left[\frac{\text{kg}}{\text{min}} \right] \sim 5 \text{ bis } 6 \, A \sqrt{H} \left[\text{m}^{5/2} \right] \quad (4.28)$$

Die hier beschriebenen Versuchsbeobachtungen zeigen, daß das Strömungsmodell keineswegs für alle Randbedingungen die Realität beschreiben kann. Daher liegt die Vermutung nahe, daß für die maximale Abbrandrate unter solchen Bedingungen andere als die durch die Gleichung (4.28) beschriebenen Werte gemessen werden.

4.3.4.3 Diskussion der Abbrandraten-Zeit-Funktion

In den Abbildungen 46 bis 49 sind die in dem Brandraum 3 gemessenen Abbrandraten in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen. Es fehlt die Kurve für den Versuch SF-86/1. Während dieses Versuches versagte die Meßanlage zur Bestimmung der Abbrandrate mit Hilfe des Sauerstoffverbrauchs, da die außerhalb der Versuchshalle von der Gasabsaugvorrichtung zum Gasanalysator verlaufende Leitung durch Eisbildung verstopft war. Jedoch konnte für diesen Versuch die maximale Abbrandrate aus den von den Wiegebühnen gelieferten Werten für die spezifische Abbrandrate abgeschätzt werden.

Die Abbildung 46 zeigt die Abbrandrate-Zeit-Kurven für die Versuche SF-85/9 und SF-85/10. In beiden Fällen wurde der Brandraum durch eine 2.6 m breite und 3.0 m hohe Türöffnung mit Luft versorgt, der Ventilationsfaktor betrug $13.5 \text{ m}^{5/2}$. Durch Vergleich der beiden Kurven wird der Brandlasteinfluß auf die maximale Abbrandrate deutlich. Eine Verdoppelung der Brandlastoberfläche hat hier zur Folge, daß auch die maximale Abbrandrate etwa den doppelten Wert annimmt. Zumindest der Versuch SF-85/9 ist ein Beispiel für einen brandlastgesteuerten Brand. Auf die unterschiedlichen Zeiten, zu denen jeweils die maximale Abbrandrate eingetreten ist, ist bereits im Abschnitt 4.3.4.2.2 eingegangen worden.

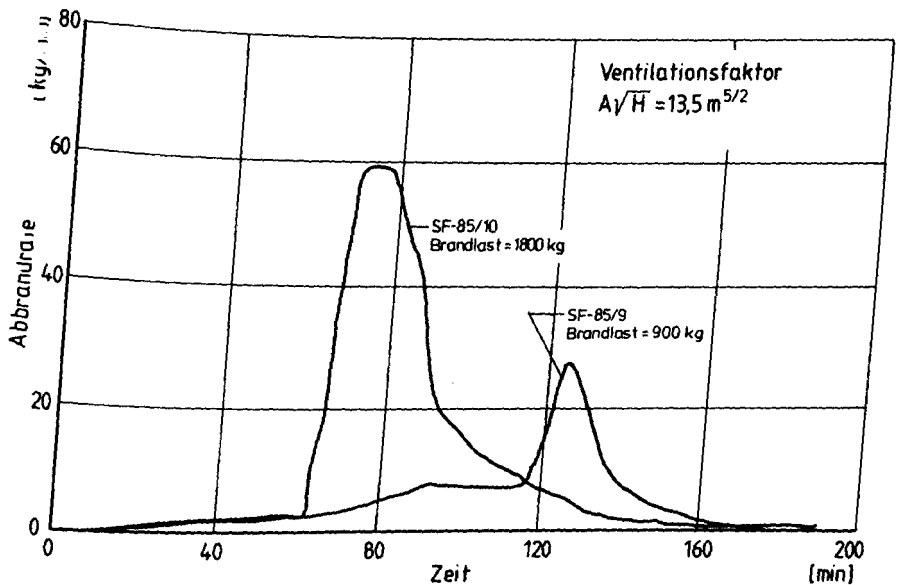


Abb. 46 Abbrandraten der Versuche SF-85/9 und SF-85/10
 Der Einfluß der Brandlast

Auch die Abbildung 47 zeigt die Abbrandrate als Funktion der Zeit für zwei Versuche, die sich bezüglich ihrer Randbedingungen nur durch die Brandlast unterschieden. Diese betrug 1800 kg (SF-86/3) beziehungsweise 900 kg (SF-86/2). Da durch die Steigerung der Brandlast von 900 kg auf 1800 kg eine deutliche Erhöhung der maximalen Abbrandrate um etwa den Faktor 2 erreicht wurde, sollte man vermuten, daß der Versuch SF-86/2 brandlastgesteuert ablief. Dagegen spricht allerdings der mit circa $12 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2}$ relativ große Quotient aus der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsfaktor. Hierauf wird weiter unten eingegangen.

In der Abbildung 48 sind die Versuchsergebnisse aus vier Brandversuchen mit jeweils der gleichen Brandlast aber unterschiedlichen Ventilationsfaktoren zusammengestellt. Auffallend ist hier, daß für die Versuche mit den größten Ventilationsfaktoren (SF-85/8 und SF-85/9) die kleinsten maximalen Abbrandraten gemessen worden sind. SF-85/8 war ein Versuch mit zwei Brandlaststapeln. Brandlaststapel haben relativiert auf das vorhandene Brandlastvolumen eine kleine Oberfläche. Dadurch wird die

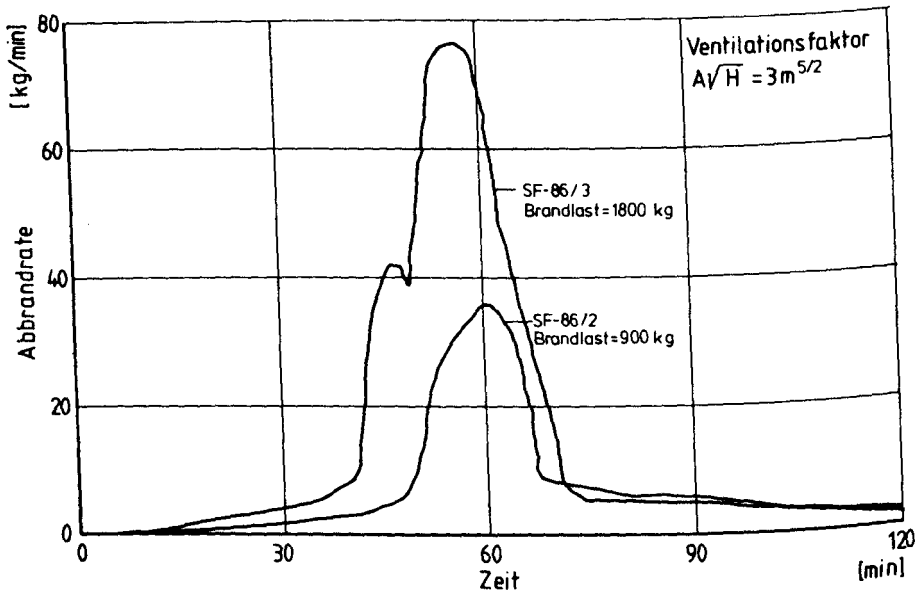


Abb.47 Abbrandraten der Versuche SF-86/2 und SF-86/3
 Der Einfluß der Brandlast

Luftmenge, die den Ort der Verbrennung erreichen kann, begrenzt. Die Größe der Ventilationsöffnung hätte eine wesentlich höhere Abbrandrate ermöglicht. Dies wird auch durch die Messung der Sauerstoffkonzentration im Brandraum bestätigt: Zur Zeit des vollentwickelten Brandes zwischen der 23. und der 42. Minute war der Sauerstoffgehalt im Brandraum nie geringer als 10 Volumenprozent, selbst die aus dem Brandraum strömenden Abgase bestanden zu 5 % aus Sauerstoff. Ähnliche Sauerstoffkonzentrationen im Brandraum und in der ausströmenden Luft wurden auch für den Versuch SF-85/9 gemessen. Hier war jedoch nicht die Brandlastoberfläche dafür verantwortlich, daß die maximale Abbrandrate keine höheren Werte erreichte, sondern die zu dem späten Flashoverzeitpunkt noch zur Verfügung stehende kleine Menge an Restbrandlast. Außerdem wurde wegen der sehr großen Ventilationsöffnung und der Tatsache, daß sich die als 50 m^2 großer Teppich angeordnete Brandlast im Einflußbereich der Tür befand, die Heißgasschicht über der Brandlast gestört und damit die Rückwirkung des Brandraumes auf das Brandgeschehen gemindert.

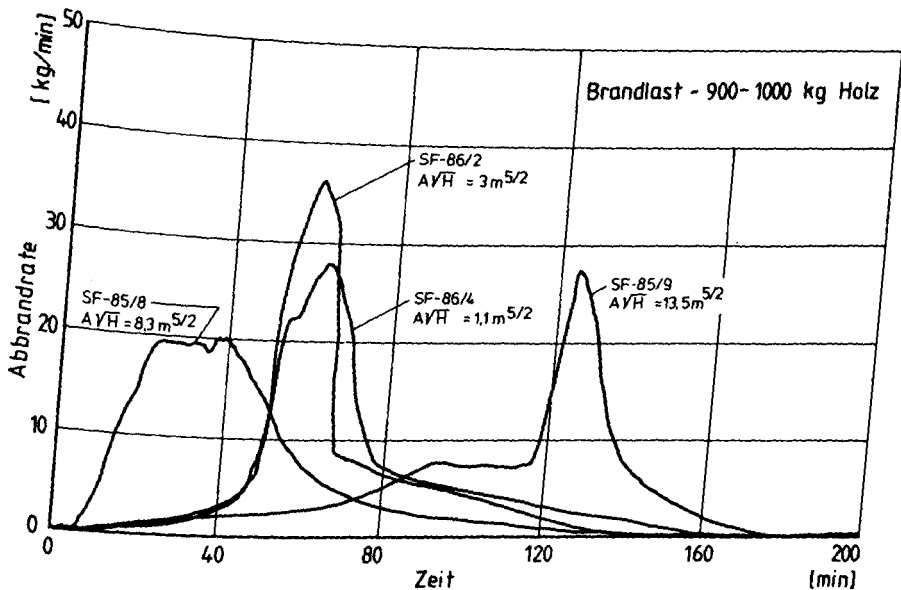


Abb. 48 Abbrandraten der Versuche SF-85/8, SF-85/9, SF-86/2 und SF-86/4
Einfluß der Ventilationsöffnung auf die Abbrandraten

Die Kurven der beiden Versuche SF-86/2 und SF-86/4 weisen jeweils die gleiche Zeitabhängigkeit auf, da in der Brandentstehungsphase die dafür wesentlichen Randbedingungen identisch waren. Eine 3 m breite Fensteröffnung mit einem Abstand von 60 cm zwischen der Fensteroberkante und der Brandraumdecke bestimmte die Entwicklung der Heißgasschicht. Die Verschiedenheit der Höhe der Ventilationsöffnungen (1 m bzw. 0,5 m) machte sich erst während des Vollbrandes durch unterschiedliche maximale Abbrandraten bemerkbar. Erwähnenswert sind die hohen auf den Ventilationsfaktor bezogenen Werte von $\dot{R}_{\max}^{-1} m^{-5/2}$: Sie betrugen $12 \text{ kg min}^{-1} m^{-5/2}$ (SF-86/2) beziehungsweise $25 \text{ kg min}^{-1} m^{-5/2}$ (SF-86/4).

Auch in der Abbildung 49 sind Abbrandraten-Zeit-Funktionen für verschiedene Ventilationsfaktoren einander gegenübergestellt, hier war die Brandlast mit 1800 kg jedoch doppelt so groß wie in den anhand der Abbildung 48 diskutierten Versuchen. Auch hier wird deutlich, daß im Fall der kleineren Ventilationsöffnung die Pyrolyserate der Holzbrandlasten größer ist, da der Brandraumeinfluß auf das Brandgeschehen bei

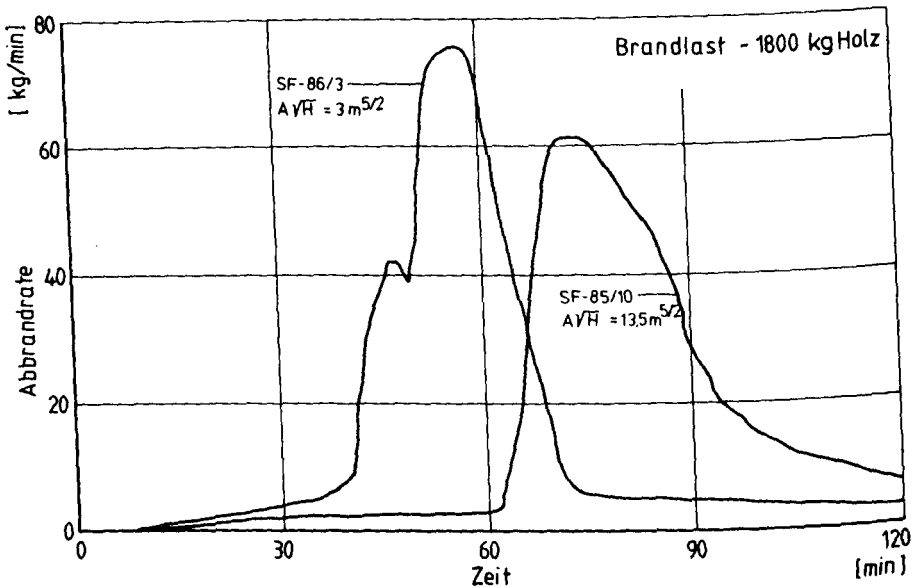


Abb.49 Abbrandraten der Versuche SF-85/10 und SF-86/3

kleineren Ventilationsöffnungen größer ist. Dies machte sich in den hier gezeigten Beispielen bereits relativ früh bemerkbar: Die Heißgasschicht zeichnete sich ab der 10-ten Versuchsminute während des Versuchs SF-86/3 durch eine deutlich größere Dicke und durch höhere Temperaturen aus. Das macht sich in der Abbildung 49 an der ab der 10-ten Minute höheren Abbrandrate bemerkbar und resultiert in einer um etwa 20 Minuten kürzeren Flashoverzeit.

Der Brandablauf für die Brandausbreitungsphase ist in der Abbildung 50 anhand der Gastemperaturen in unterschiedlichen Höhen für die Versuche SF-85/10 und SF-86/3 veranschaulicht. Die im letzten Absatz beschriebenen Verhältnisse bezüglich der Dicke der Heißgasschicht und deren Temperaturen sind deutlich zu erkennen.

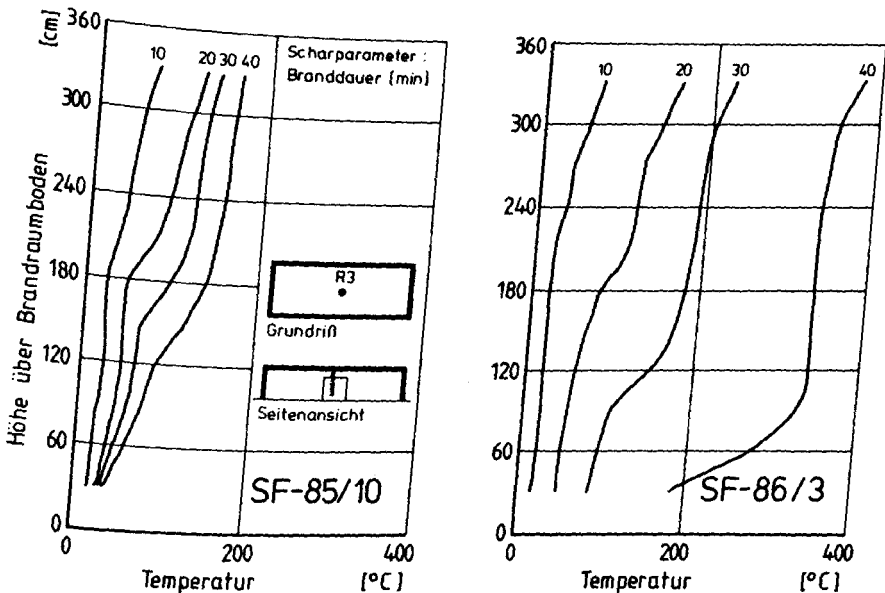


Abb.50 Gastemperaturen in der Brandentstehungsphase (Versuche SF-85/10 und SF-86/3)

4.3.4.4 Maximale Abbrandraten

Die in dem großen Brandraum gemessenen maximalen Abbrandraten sind für alle 7 Versuche in der Abbildung 51 über dem Ventilationsparameter aufgetragen. Die gestrichelte Gerade stellt die in der Gleichung (4.28) angegebene Beziehung für ventilationsgesteuerte Brände dar. Unter Voraussetzung der Gültigkeit dieser Beziehung dürften sich oberhalb der gestrichelten Geraden keine Meßwerte befinden, die zu den ventilationsgesteuerten Versuchen gehörenden Meßpunkte müßte sich auf der Geraden befinden und alle Meßpunkte unterhalb der Geraden wären brandlastgesteuerten Bränden zuzuordnen.

Der Abbildung 51 ist jedoch zu entnehmen, daß die maximalen Abbrandraten für 4 Brandversuche oberhalb der gestrichelten Linie zu finden sind. Die Gerade, die die beiden Versuche SF-86/4 und SF-86/3 verbindet, ist durch die Gleichung (4.29) festgelegt.

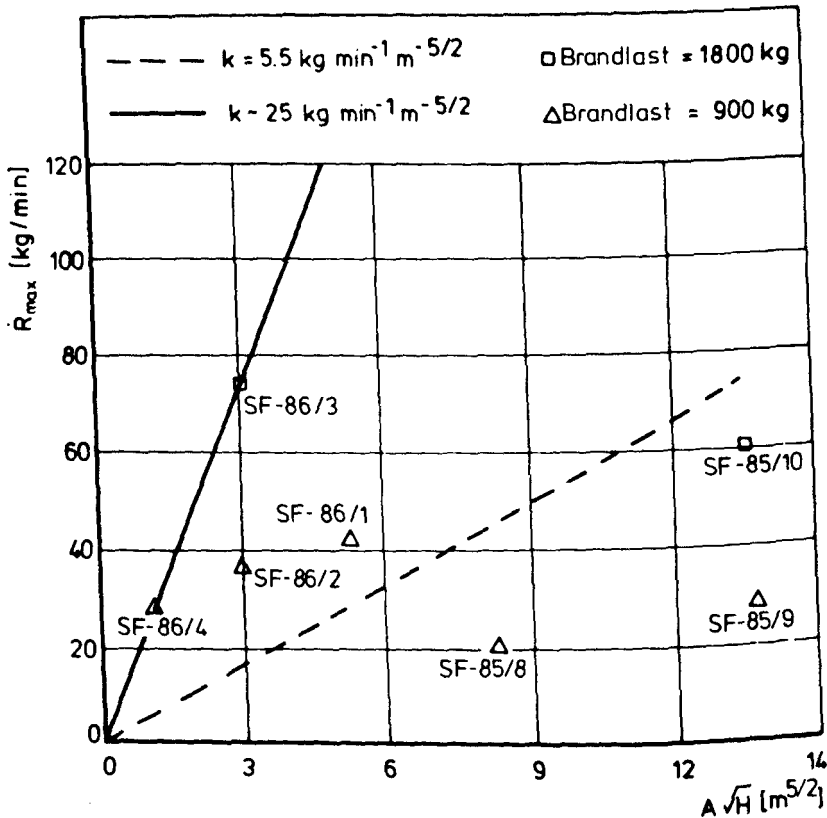


Abb.51 Maximale Abbrandraten als Funktion des Ventilationsparameters, Brandraum 3

$$\dot{R}_{\text{max}} \left[\frac{\text{kg}}{\text{min}} \right] = k A \sqrt{H} ; k \approx 25 \text{ kg min}^{-1} \text{ m}^{-5/2} \quad (4.29)$$

Ein ähnlich hoher Wert für den Faktor k war bereits für den Versuch SF-85/7, der in dem Brandraum 2 mit der Grundfläche $7,2 \text{ m} \times 7,8 \text{ m}$ durchgeführt worden war, ermittelt worden (vgl. Gleichung (4.26)). Dieses Beispiel ist im Abschnitt 4.3.3.2 ausführlich diskutiert worden, dort sind auch Gründe angegeben, die für den hohen k -Wert verantwortlich sein können.

Ergänzend zu den Ausführungen, die hierzu bei der Diskussion der maxi-

malen Abbrandraten für den Brandraum 2 gemacht worden sind, sind hier jetzt die Beobachtungen bezüglich der Brandraumventilation zu erwähnen. Es war speziell bei den Versuchen in dem großen Brandraum 3 zum Beispiel das periodische Ein- und Ausströmen von Gasen registriert worden (vgl. 4.3.4.2.3).

Es sprechen also Versuchsbeobachtungen und die ermittelten maximalen Abbrandraten dafür, daß unter speziellen Versuchsbedingungen der bisher allgemein anerkannte Zusammenhang zwischen der maximalen Abbrandrate und dem Ventilationsfaktor für ventilationsgesteuerte Brände nicht mehr zutrifft. Spezielle Versuchsbedingungen sind

1. große Brandlastoberflächen,
2. große Brandräume und
3. kleine Ventilationsöffnungen.

Zu 1: Durch große Brandlastoberflächen werden hohe Pyrolyseraten ermöglicht. Die hierbei entstehenden Gasmengen verändern die Druckverhältnisse im Brandraum. Es sei hier nochmals daran erinnert, daß der in der Gleichung (4.28) angegebene Wert für den Faktor k theoretisch dadurch begründet ist, daß der Druckunterschied zwischen dem Brandraum und der Brandraumumgebung sich nur wegen der unterschiedlichen Innen- und Außentemperaturen aufbaut. Wenn durch das Brandgeschehen, wie hier durch sehr hohe Pyrolyseraten und auch durch große Geschwindigkeiten der im Brandraum aufsteigenden Brandgase, andere Druckverhältnisse im Brandraum geschaffen werden, verliert das Modell, in dem mit Hilfe der Bernoulli-Gleichung für die reibungsfreie Strömung eines inkompressiblen Gases die ein- und ausströmenden Gasmengen bestimmt werden, seine Gültigkeit.

Zu 2: Je größer der Brandraum ist, desto mehr brennbare Gase und Frischluft können gespeichert werden, die dann bei Erreichen einer kritischen Temperatur zum Flashoverzeitpunkt gleichzeitig verbrannt und durch die Ventilationsöffnung ausgestoßen werden. Die hierbei frei werdende Energie läßt die Pyrolyserate besonders bei großen Brandlastoberflächen ansteigen; der zur Verbrennung benötigte Sauerstoff wird durch die Ventilationsöffnung angesogen und die Pyrolysegase können wieder gleichzeitig verbrannt werden. Es entsteht also ein periodisches Ausströmen von Brandgasen und Einströmen von Frischluft.

Zu 3: Die in 1) und 2) erläuterten Effekte werden insbesondere bei klei-

nen Ventilationsöffnungen ermöglicht. Diese sorgen nämlich dafür, daß plötzliche Druckänderungen nicht schnell genug durch die natürlichen Ventilationseffekte ausgeglichen werden können, außerdem wird die Speicherefähigkeit des Brandraumes an Wärmeenergie erhöht. Der in periodisch sich wiederholenden Zyklen ablaufende Brand wird dadurch begünstigt.

Saito /46/ hat Daten aus Holzkrippenbränden für verschiedene Brandraumvolumina V , Brandlastoberflächen F_B und Ventilationsfaktoren $A\sqrt{H}$ korreliert und den in der Gleichung (4.30) angegebenen Zusammenhang zwischen der maximalen Abbrandrate und den hier diskutierten Versuchsparametern entwickelt:

$$\dot{R}_{\max} \left[\frac{\text{kg}}{\text{min}} \right] = 3 (A\sqrt{H} [\text{m}^{5/2}])^{0.8} (F_B [\text{m}^2] V [\text{m}^3])^{0.2} \quad (4.30)$$

Diese Gleichung spiegelt den in den C3-Versuchen ermittelten und oben diskutierten Sachverhalt, nämlich daß die maximale Abbrandrate im ventilationsgesteuerten Brand nicht nur vom Ventilationsfaktor, sondern auch von der Brandlastoberfläche und dem Brandraumvolumen abhängt, wieder. Die Anwendung der Gleichung (4.30) auf den Versuch SF-86/4 ergibt mit den Werten aus der Tabelle 4.3 eine maximale Abbrandrate von 24 kg/min, gemessen wurden 28 kg/min. Bei Anwendung der Gleichung (4.28), also bei Annahme der Gültigkeit der Bernoulligleichung für die Strömung durch die Ventilationsöffnung, hätte die maximale Abbrandrate nur etwa 6 kg/min betragen dürfen. Die gleichen Verhältnisse gelten auch für SF-86/3: Gemessen wurden etwa 70 kg/min, die Anwendung der Gleichung (4.30) ergibt 63 kg/min und nach Gleichung (4.28) wären nur 17 kg/min möglich gewesen.

Diese beiden Beispiele zeigen, daß es notwendig ist, neben dem Ventilationsfaktor auch andere brandbeeinflussende Parameter wie Brandlasteigenschaften und die Brandraumgeometrie heranzuziehen, um das Brandgeschehen für den ventilationsgesteuerten Brand richtig beschreiben zu können.

4.3.4.5 Die Brandraumtemperaturen

Zur Bestimmung der Brandraumtemperaturen und der Temperaturentwicklung standen in dem Brandraum 110 Ni Cr-Ni Mantelthermoelemente und 7 Absaugpyrometer zur Verfügung. Der Meßplan, der Auskunft über die Meßorte gibt und sämtliche Temperatur-Zeit-Kurven sind in der Versuchsdokumenta-

tion /50/ zusammengefaßt. Die zeitliche Entwicklung der Brandraumtemperaturen stimmt selbstverständlich mit der zeitlichen Entwicklung der Abbrandraten überein, daher sei diesbezüglich auf den Abschnitt 4.3.4.3 verwiesen.

Die Maximalwerte und besonders auch die räumliche Verteilung der Brandraumtemperaturen sind in diesem mit einer Grundfläche von 147 m^2 relativ großen Brandraum von der Gesamtbrandlast abhängig. Die Brandlastabhängigkeit ist speziell bei großen Ventilationsöffnungen stark ausgeprägt. Dies ist in den Abbildungen 52 und 53 veranschaulicht.

Die Abbildung 52 zeigt die mittleren Brandraumtemperaturen aus den Versuchen SF-85/9 und SF-85/10, die aus den Mittelwerten der in jeweils 11 verschiedenen Höhen an den Stellen R1 bis R4 registrierten Temperaturen berechnet wurden. Im Temperaturmaximum, das für die beiden Brandversuche aus im Abschnitt 4.3.4.3 erläuterten Gründen zu jeweils unterschiedlichen Zeiten auftritt, unterscheiden sich die mittleren Temperaturen um nahezu 400 K. Während die Abbildung 52 die Brandlastabhängigkeit der mittleren Brandraumtemperaturen für eine relativ große Ventilationsöffnung zeigt, wird dies in der Abb. 53 für eine kleine Ventilationsöffnung veranschaulicht. Hier beträgt die Temperaturdifferenz im Temperaturmaximum nur etwa 100 K, obwohl die Verhältnisse bezüglich der Brandlast nahezu dieselben waren wie in den in der Abb. 52 dargestellten Versuchen. Auch die maximalen Abbrandraten und damit die Energiefreisetzungsraten standen für die beiden Versuchspaare SF-85/9 und SF-85/10 beziehungsweise SF-86/2 und SF-86/3 jeweils im Verhältnis 1:2 (vgl. Abschnitt 4.3.4.3).

Aus dem bisher gesagten ist zu schließen, daß bei kleinen Brandlasten (SF-85/9 und SF-86/2) die Größe der Ventilationsöffnung für die sich einstellenden maximalen Brandraumtemperaturen der wesentliche Parameter ist. Je größer die Ventilationsöffnung ist, desto größer ist auch die durch Strahlung und Konvektion dem Brandraum entzogene Energie. Bei größeren Brandlasten (vgl. SF-86/3 und SF-85/10) ist auch die Energiefreisetzungsrate größer und der Energieverlust durch die Ventilationsöffnung, der zwar absolut nicht kleiner wird, verliert relativ zur Energiefreisetzung an Einfluß. Dies kann auch anhand einer Energiebilanzrechnung gezeigt werden (vgl. C3-Arbeitsbericht Teil 2).

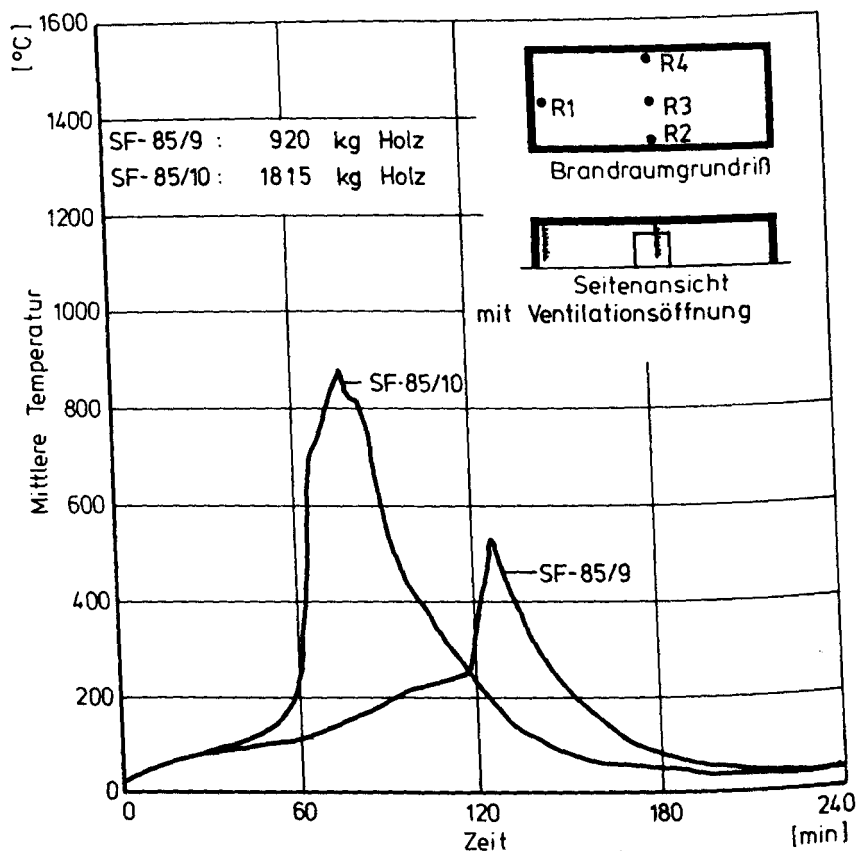


Abb.52 Brandlastabhängigkeit der mittlere Brandraumtemperaturen für eine große Ventilationsöffnung ($A\sqrt{H} = 13.51\text{m}^{5/2}$)

Die Abhängigkeit der mittleren Brandraumtemperaturen von der Größe der Ventilationsöffnung ist in Abbildung 54 dargestellt. Für die Brandversuche, bei denen die Brandlast aus einem 7.2 m x 7.2 m großen Brandlastteppich mit einer Gesamtmasse von 500 kg Holz bestand, sind die Mittelwerte aus den an den Meßorten R1 bis R10 in jeweils 11 verschiedenen Höhen gemessenen Temperaturen über der Zeit aufgetragen. Die Tabelle links oben im Bild gibt Auskunft über den Ventilationsfaktor und die Fläche der Brandraumöffnung. Im Versuch SF-86/4 mit der kleinsten Ventilationsöffnung traten die höchsten Temperaturen auf. Ein Vergleich der zu den Versuchen SF-86/1 und SF-86/2 gehörenden Kurven zeigt, daß

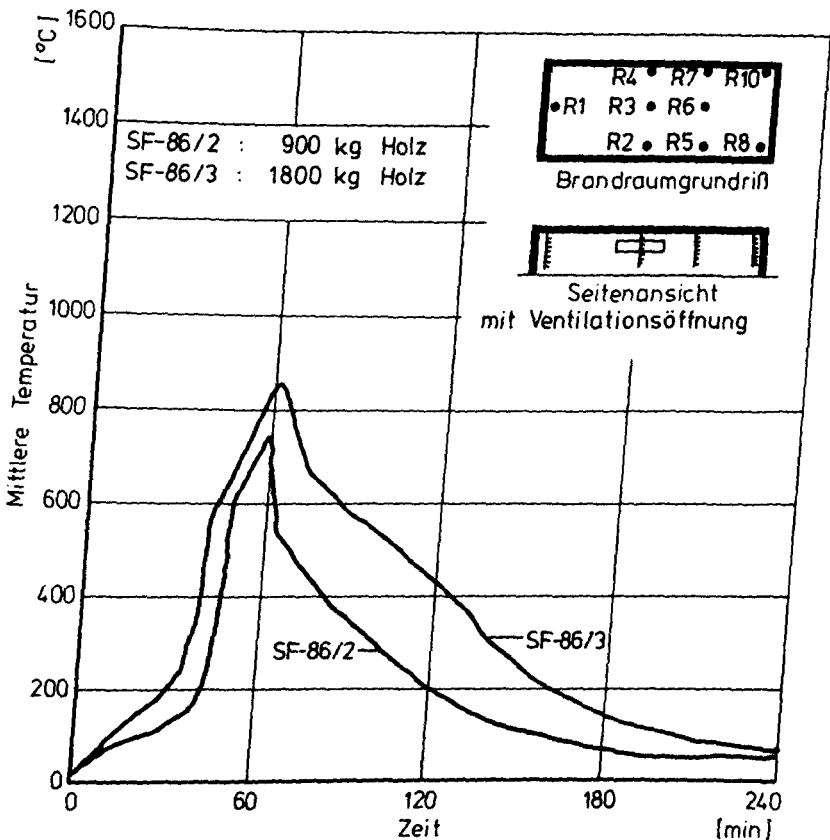


Abb.53 Brandlastabhängigkeit der mittlere Brandraumtemperaturen für eine kleine Ventilationsöffnung ($A \sqrt{H} = 3 \text{ m}^{5/2}$)

bei gleicher Oberfläche der Ventilationsöffnung auch die Brandraumtemperaturen gleich sind, obwohl sich die Ventilationsfaktoren um den Faktor 1.7 unterscheiden. Offenbar wird die höhere Energiefreisetzungsrate im Versuch SF-86/1, die sich auf Grund des Ventilationsfaktors eingestellt hat, durch die größeren konvektiven Energieverluste durch die Öffnung kompensiert. Am niedrigsten waren die Brandraumtemperaturen im Versuch SF-85/9, hier war die Ventilationsöffnung am größten. Die Tatsache, daß die in diesem Versuch aufgetretene maximalen Abbrandraten mit 27,5 kg/min nahezu identisch zu der des Versuchs SF-86/4 (28,0 kg/min) war, zeigt den starken Einfluß der Ventilationsöffnung auf die Brandraumtemperaturen.

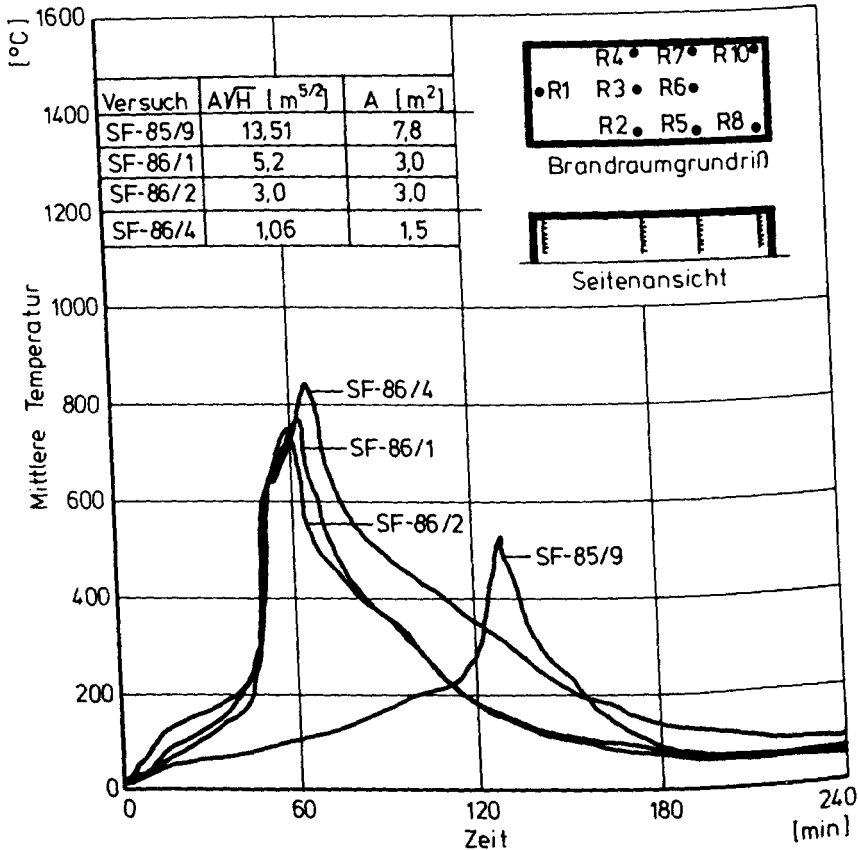


Abb.54 Abhängigkeit der mittleren Brandraumtemperaturen von der Brandraumventilation (Brandlast: 500 kg Holz)

Die bisherigen Ausführungen bezogen sich auf die mittleren Brandraumtemperaturen. In horizontaler und vertikaler Richtung innerhalb des Brandraums traten erhebliche Temperaturdifferenzen auf. Besonders die vertikalen Temperaturdifferenzen zeigen, daß die Situation in derart großen Brandräumen erheblich von der in kleineren Brandräumen abweicht. Dies wird schon beim Vergleich der Resultate aus den Brandräumen 1 und 3 deutlich. In der Abb. 55a und 55b sind für die zwei verschiedenen Brandraumorte R7 und R10 die Temperaturverteilungen über der Höhe für verschiedene Zeiten angegeben. Als Beispiel ist der Versuch SF-85/8 gewählt worden, hier war die Brandlast auf zwei Stapeln mit je 500 kg Holz konzentriert. Die Versuchsdaten können der Abbildung 41 entnommen werden.

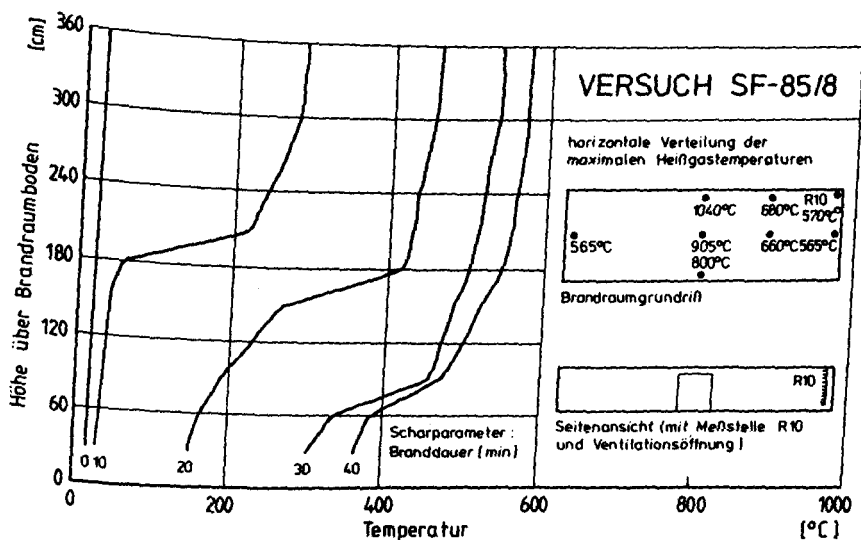


Abb.55a Vertikale Temperaturverteilung an der Stelle R10 und horizontale Verteilung der Heißgastemperaturen

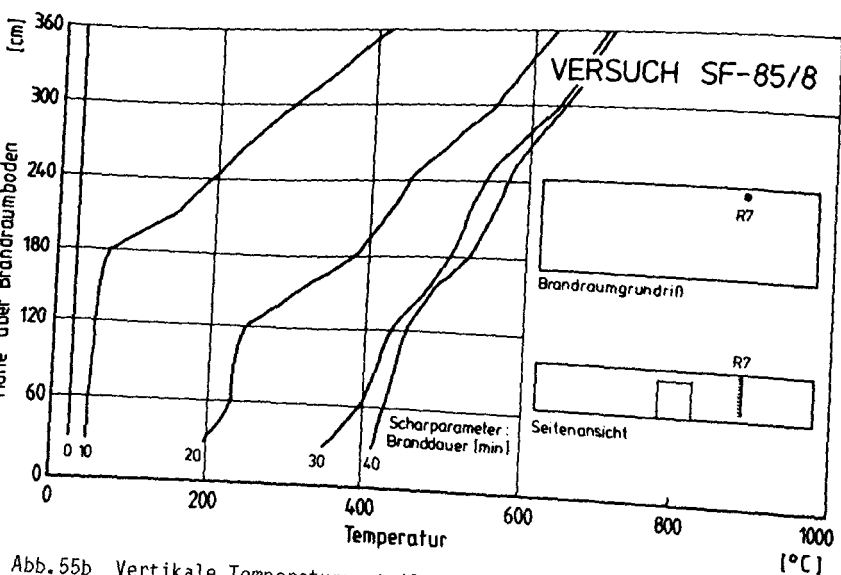


Abb.55b Vertikale Temperaturverteilung an der Stelle R7

Ein Vergleich der Abbildungen 55a und 55b zeigt, daß die Höhenverteilungen für unterschiedliche Brandraumorte durchaus verschieden sein können. Während in der Brandraumcke (R10) zwei Temperaturschichten existieren, deren Grenzen sich mit wachsender Branddauer nach unten verschiebt, besteht am Meßort R7 ab der zwanzigsten Versuchsminute ein nahezu lineares Temperaturgefälle bezüglich der Höhe.

Zusätzlich zu der horizontalen Temperaturverteilung sind in der Abb. 55a die maximalen Heißgastemperaturen in den Brandraumgrundriß eingezeichnet. Es ist zu ersehen, daß die vertikalen Temperaturdifferenzen bis zu 500 K betragen können.

Dies Beispiel zeigt, daß hinsichtlich der Brandraumtemperaturen in großen Brandabschnitten Verhältnisse vorliegen, die auf keinen Fall durch homogene Brandraumtemperaturen oder durch ein Zweischichtmodell beschrieben werden können. Hier müssen bei der mathematischen Beschreibung des Brandgeschehens die dynamischen Vorgänge im Brandraum, die die starken vertikalen und horizontalen Temperaturdifferenzen bewirken, berücksichtigt werden.

5 Zusammenfassung

Es war das Ziel der Forschungsarbeit im Teilprojekt C3, für große Brandabschnitte die Phänomene des natürlichen Brandes in Abhängigkeit der Parameter, die den Brand beeinflussen, zu untersuchen. In diesem Bericht ist die experimentelle Arbeit und die Auswertung beschrieben und dokumentiert, die wesentlichen Meßergebnisse sind diskutiert.

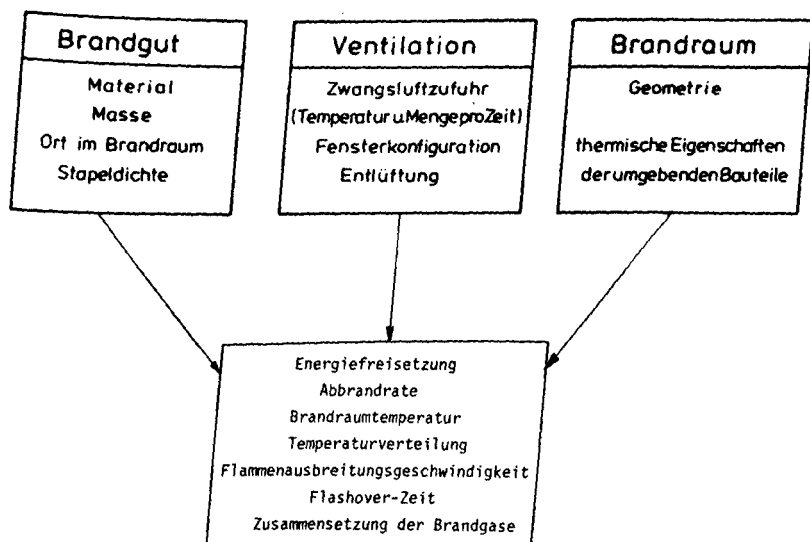


Abb. 56 Die brandbeeinflussenden Parameter und die den natürlichen Brand beschreibenden physikalischen Größen

In der Abbildung 56 sind die auf den Brandverlauf einwirkenden Parameter und die während des Brandversuches zu bestimmenden physikalischen Größen in einer Übersicht dargestellt. Gleichzeitig wird durch das Bild die Aufgabenstellung des experimentellen Teiles im Teilprojekts C3 umrissen. In Abhängigkeit der in den drei oberen Kästen angegebenen Parameter waren die im unteren Kasten zusammengefaßten Meßgrößen in realitätsnahen Brandversuchen zu bestimmen. Außerdem sollten Zusammenhänge zwischen den Parametern und den physikalischen Größen hergestellt werden. Nur diese ermöglichen es, aus den Ergebnissen weniger Brandversuche auf den Ablauf von natürlichen Bränden bei geänderten Randbedingungen zu schließen.

Als problematisch erwies sich, daß die Parameter nicht einzeln hinsichtlich ihres Einflusses untersucht werden konnten. Verantwortlich dafür ist die Tatsache, daß die Parameter nicht unabhängig voneinander den Brandablauf bestimmen. Beispielsweise beeinflussen die Geometrie des Brandraumes und die Lagerart des Brandgutes die Versorgung des Brandherdes mit Frischluft. Damit sind die in der Abbildung 56 aufgelisteten Parameter Brandgut, Ventilation und Brandraum aneinander gekoppelt.

In der Abbildung 57 wird ein Schaubild vorgestellt, das die komplizierten Verhältnisse und komplexen Wechselwirkungen der brandbeeinflussenden Parameter wiedergibt. Während die Abbildung 56 die Situation darstellt, die dem Kenntnisstand bei Beantragung des Forschungsprojekts und damit der damals existierenden Fragestellung entspricht, zeigt die Abbildung 57 die nach derzeitigen Erkenntnissen vorliegende Situation für den natürlichen Brand.

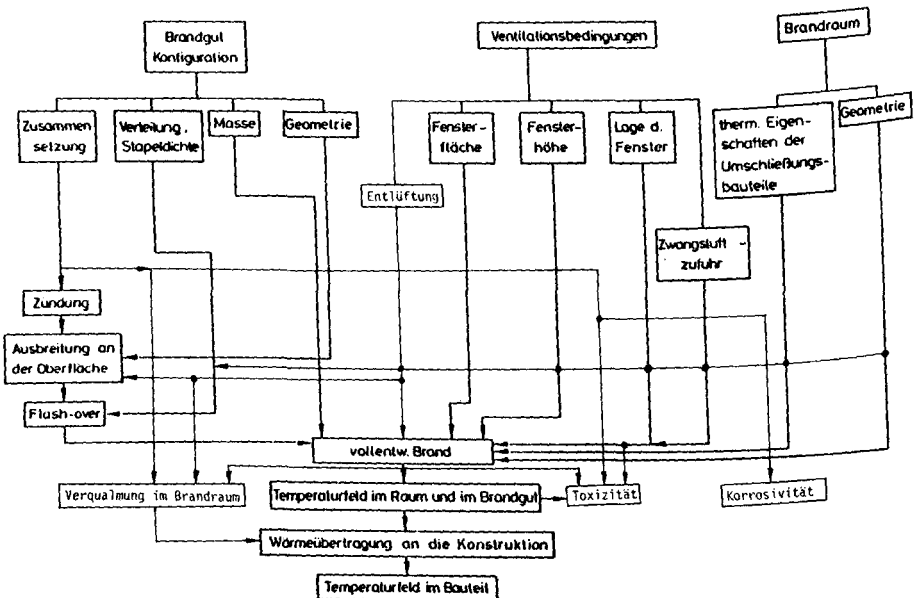


Abb.57 Die Wirkung der brandbeeinflussenden Parameter im natürlichen Brand

Die Pfeile, die von den in den oberen Kästen angegebenen Parametern auf die unten angegebenen Brandwirkungen zielen, deuten den Einflußbereich

des jeweiligen Parameters an. Die Abbildung 57 spiegelt die komplexen Wechselwirkungen im natürlichen Brandablauf wieder. Beispielsweise wird die Beeinträchtigung des Flashoverzeitpunktes durch die Parameter Brandraumgeometrie, thermische Eigenschaften der Umschließungsbauteile, Höhe und Lage der Ventilationsöffnung, Art der Brandraumentlüftung und Geometrie, Verteilung und Zusammensetzung des Brandgutes gezeigt.

Durch sinnvolle Variation der Versuchsparameter in drei Brandräumen unterschiedlicher Größe wurden die in Abbildung 57 angedeuteten Wechselwirkungen untersucht. Allein die geringe Anzahl von 38 der im finanziellen und zeitlichen Rahmen dieses Projekts möglichen Versuche zeigt, daß das gewonnene Bild keineswegs vollständig sein kann. Der Einfluß der wichtigsten brandbeeinflussenden Parameter ist jedoch zumindest qualitativ erfaßt worden. Genaue und umfassende quantitative Analysen sind aus den im Abschnitt 4.1 erläuterten Gründen nicht möglich gewesen.

In einzelnen Fällen, wie zum Beispiel bei der mathematischen Formulierung der Abbrandrate als Funktion der Zeit für zwangsventilierte Brandversuche im Abschnitt 4.2, ist die quantitative Beschreibung des Brandgeschehens in Abhängigkeit der brandbeeinflussenden Parameter gelungen. Es hat sich allerdings gezeigt, daß es bei Brandversuchen in derart großem Maßstab nicht sinnvoll ist, eine natürliche Ventilation mit zwangsweise dem Brandraum zugeführter Luft zu simulieren. Wegen der großen Mengen an dem Brandraum zuzuführender Luft werden durch die Gebläse Strömungsverhältnisse geschaffen, die die Charakteristik des natürlichen Brandes verändern.

Die mit natürlicher Ventilation durchgeführten Brandversuche haben gezeigt, daß im Falle des ventilationsgesteuerten Brandes die Kenntnis des Ventilationsparameters $A\sqrt{H}$ nicht ausreicht, um die maximale Energiefreisetzung abzuschätzen. Speziell bei großen Brandräumen, großen Brandlastoberflächen und kleinen Ventilationsöffnungen stellen sich innerhalb des Brandraums Druck- und Strömungsverhältnisse ein, die mit der bisher üblichen Modellbildung für natürliche Brandabläufe nicht nachvollziehbar sind. Im Abschnitt 4.3.4.4 ist zwar gezeigt worden, daß es durch Korrelation von Meßergebnissen und mehrdimensionaler Regression möglich ist, die maximale Energiefreisetzung als Funktion der in Frage kommenden Parameter anzugeben. Diese Zusammenhänge durch fundierte theoretische Modelle zu erklären und zu untermauern ist jedoch eine Auf-

gabe der zukünftigen theoretischen Forschung auf dem Gebiet des natürlichen Brandes. Hierzu müssen die dynamischen Brandprozesse betrachtet werden, stationäre oder quasistationäre Brandmodelle können den Brandablauf für die hier diskutierten Randbedingungen nicht wirklichkeitsnah beschreiben.

Abschließend einige Bemerkungen zu der Versuchsbrandlast "Holz". Bezüglich des zeitlichen Ablaufs des Brandgeschehens, der Brandentwicklung und der registrierten Flashoverzeiten erwiesen sich die brandlastspezifischen Parameter als bestimmend. Unter diesem Aspekt erscheint die Wahl des Materials Holz als Brandlast für derartige Modellversuche als nicht unbedingt glücklich. Holz als inhomogener, pflanzlicher Stoff hat nämlich etliche, nicht gezielt einstellbare Eigenschaften wie chemische Zusammensetzung, Struktur, Einlagerungen, Dichte, Oberflächenbeschaffenheit und Vorgeschichte, die sich alle auf die thermischen Eigenschaften und auf die Pyrolyse auswirken. Als günstigere Modellbrandlasten könnten sich Kunststoffe, zum Beispiel Polyethylen oder PMMA erweisen. Das Holz war jedoch vornehmlich wegen der Tatsache, daß es seit langem bei der Bewertung von brennbaren Materialien als Vergleichsbrandlast verwendet wird, als Brandgut ausgewählt worden.

6 Verwendete Formelzeichen

| | | |
|-------------------------------|--|--|
| A | Fläche der Ventilationsöffnung | m ² |
| A _t | innere Brandraumfläche | m ² |
| A _w | Fläche der Brandraumwände | m ² |
| B | Breite des Brandlastteppichs | m |
| E _{O2} | pro m ³ Sauerstoffverbrauch freigesetzte Energie | MJ/m ³ |
| F _B | Oberfläche der Brandlast zum Flashoverzeitpunkt | m ² |
| H | Höhe der Ventilationsöffnung | m |
| H _u | Heizwert | J/kg |
| Q | Gesamtbrandlast | J |
| Q̇ | Energiefreisetzungsrate | W |
| Q̇ _k | konvektiver Wärmestrom | W |
| Q̇ _{rad} | radiativer Wärmestrom | W |
| R | Rest an Brandlastmasse (Restbrandlast) | kg |
| Ṙ _{max} | maximale Abbrandrate | kg/min |
| Ṙ | Abbrandrate | kg/min |
| R(t ₂) | Restbrandlast zu Beginn der Abkühlphase | kg |
| T _B | Brandraumtemperatur | K |
| T _e | Temperatur der Frischluft | K |
| V | Brandraumvolumen | m ³ |
| Z _O | Sauerstoff-Stickstoffverhältnis der einströmenden Luft | 1 |
| Z _K | Sauerstoff-Stickstoffverhältnis im Kamin | 1 |
| b | Dicke des Holzstabes | cm |
| c _{O,A} | vom Analysator registrierte Konzentration der einströmenden Luft | Vol. % |
| c _{K,A} | vom Analysator registrierte Konzentration im Kamin | Vol. % |
| c _O ^{O2} | Sauerstoffkonzentration der einströmenden Luft | Vol. % |
| c _K ^{O2} | Sauerstoffkonzentration im Kamin | Vol. % |
| c _K ^{CO} | Kohlenmonoxidkonzentration im Kamin | Vol. % |
| c _K ^{CO2} | Sauerstoffkonzentration im Kamin | J K ⁻¹ kg ⁻¹ |
| c _p | spezifische Wärme | m |
| h | Höhe des Krippenstapels | cm |
| k | Quotient aus maximaler Abbrandrate und Ventilationsfaktor | kg min ⁻¹ m ^{-5/2} |
| l | Länge des Holzstabes | cm |
| ḡ | aus dem Brandraum ausströmende Gasmenge | kg/s |
| ḡ _m | Luftzufuhrrate | m ³ /h |

| | | |
|----------------------|--|------------------------------------|
| \dot{n}_0 | Volumenstrom der einströmenden Luft | m^3/s |
| \dot{n}_K | Volumenstrom | m^3/s |
| n | Anzahl der Stäbe pro Schicht | 1 |
| r | Zylinderradius | m |
| r | bei stöchiometrischer Verbrennung benötigte Masse an Luft pro kg Holz | 1 |
| \dot{r} | spezifische Abbrandrate | $\text{kg m}^{-3} \text{min}^{-1}$ |
| t | Zeit | min |
| t_B | Branddauer eines Volumenelementes | m^3 |
| v_r | radiale Flammenausbreitungsgeschwindigkeit | cm/min |
| ρ_s | scheinbare Dichte der Brandlast | kg/m^3 |
| ρ_{Luft} | Dichte der Luft | kg/m^3 |
| ρ_{O_2} | Dichte von Sauerstoff bei Umgebungstemperatur | kg/m^3 |
| τ | Zeitkonstante | min |

7 Literaturverzeichnis

- /1/ DIN 4102 "Baulicher Brandschutz", Teil 2
- /2/ Hagen, E.: Brandausbreitung und Energiefreisetzung bei natürlichen Bränden in großen Brandabschnitten. Dissertation, Technische Universität Braunschweig (erscheint Ende 1987)
- /3/ Schiffer, H.W.; Mohr, H.: Das Brandversuchshaus der Bayer AG - Aufgaben und Funktionsweise. Kunststoffe im Bau, 13. Jahrgang 1978, Heft 1
- /4/ Delekat, W.: Die neue Brandversuchsanlage der Hoechst AG
GiT Fachzeitschrift für das Laboratorium 23 (1979) S. 928-930
- /5/ Hadvig, S.: Charring of wood in Building Fires. Technical University of Denmark, 1981
- /6/ DIN 18230 "Baulicher Brandschutz im Industriebau", Teil 2
- /7/ Hugget, C.I.: Estimation of Heat Release by means of oxygen Consumption Measurements. Fire and Materials, Vol 4, No. 2, 1980, pp 60-65
- /8/ Parker, W.J.: Calculation of the Heat Release Rate by Oxygen Consumption for Various Applications. Journal of Fire Science Vol. 2, 1984
- /9/ Kawagoe, K.: Fire Behaviour in Rooms. Report No.27, Building Research Institute, 1958
- /10/ Nilson, L.: Time Curve of Heat Release for Compartment Fires with Fuel of Wooden Cribs. Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1974
- /11/ Böhm, B.; Hadvig, S.: Nonconventional Fully Developed Polyethylen and Wood Compartment Fires. Combustion and Flame 44 (1982), pp 201-221

- /12/ Harmathy, T.Z.: Ventilation of Fully Developed Compartment Fires. Combustion and Flame 37 (1980), pp 25-39
- /13/ Quintiere, J.G.; Mc Caffrey, B.J.: The Burning of Wood and Plastic Cribs in an Enclosure. NBSIR 80-2054
- /14/ Hägglund, B.: Simulating the Early Fire Growth in Residential Rooms. FOA Rapport C20352-A3. (1980)
Försvarets Forskingsanstalt Stockholm
- /15/ Takeda, H.: Small - Scale Experiments of Flame Spread in Pre-Flashover Compartment Fires. Fire and Materials 9 (1985), Nr. 1, pp 36-40
- /16/ Babrauskas, V.: Upholstered furniture room fire-measurements, comparison with furniture calorimeter data and flashover predictions. Journal of Fire Sciences 2 (1984), Nr. 1, pp 5-19
- /17/ Mizuno T., Kawagoe, K.: Burning behaviour of upholstered chairs. Fire Science and Technology 4 (1984), Nr. 1, pp 37-45
- /18/ Hasemi, Y.: Experimental wall flame heat transfer correlations for the analysis of upward wall flame spread. Fire Science and Technology 4 (1984), Nr. 2, pp 75-90
- /19/ Ahonen, A.; Kokkola, M.; Weckmann, H.: Burning Characteristics of potential Ignition Sources. VTT-Research Report, Espoo (1984)
- /21/ Delichatsios, M.A.: Fire Growth Rates in Wood Cribs
Combustion and Flame 27, (1976), pp 267-278
- /22/ Beason, D.G.; Alvares, N.J.: Variation in the burning characteristics of low porosity cribs. Meeting of Western States Section of Combustion Inst. (Spring 1977)
- /23/ Block, J.A.: A theoretical and experimental study of non propagating free burning fires. 13th International Symposium on Combustion, The Combustion Institute (1971), pp 971-978

- /24/ Takeda, H.: Pre-Flashover and Flashover Behaviour in Compartment Fires. 7th Joint Panel Meeting of the UJNR on Fire Research and Safety, NBSIR 85-3118
- /25/ Hasemi, Y.: Basic Problems in Physical Understanding of Compartment Fires. Building Research Institute, Ministry of Construction (March 1978)
- /26/ Thomas, P.H.; Bullen, M.J.; Quintiere, J.G.; Mc Caffrey, B.J.: Flashover and Instabilities in Fire Behaviour. Combustion and Flame 38 (1980), pp 159-171
- /27/ Nakaya, I.: Small Scale Modeling of Fire Development in A Compartment. Proceeding of the 4th Joint Panel Meeting. The U.J.N.R. Panel on Fire Research and Safety (1979)
- /28/ Bullen, M.L.: A combined overall and surface energy balance for fully-developed ventilation-controlled liquid fuel fires in compartments. Fire Research Note 1051 (1976)
- /29/ Heskestad, G.: Modeling of enclosure fires. Fire and Explosion, pp 1021-1030 (14. International Symposium on Combustion, The Combustion Institute, August 1972)
- /30/ Waterman, T.E.: Room Flashover - Model Studies. Fire Technology (1972)
- /31/ Croce, P.A.: Modeling of vented enclosure fires. 15th International Symposium on Combustion, Tokyo 1974
- /32/ O'Dogherty, M.J.; Nash, P.; Young, R.A.: A study of the performance of automatic sprinkler systems. Fire Research Technical Paper No. 17, London HMSO 1967
- /33/ Kruppa, J.; Lamboley, G.: Contribution A L'Etude des Incendies dans les Bâtiments de grand volume realises en Construction Metallique. CTICM, Sept. 1983

- /34/ Brandversuche in einem Tunnel. Bundesministerium für Bauten und Technik Straßenforschung, Heft 50, Wien 1976
- /35/ Cox, G.; Unnar, S.: Computer modeling of fire.
Building Research Establishment Information Paper 2/83
- /36/ Salzberg, F.; Watermann, T.E.: Studies of Building Fires with Models. Fire Technology Vol.2, No. 3, (1966), pp 196-203
- /37/ Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Arbeitsbericht 1981-1983, Teil 2, Projektbereich C, "Thermische Prozesse"
- /38/ Hagen, E.: Experimentelle Untersuchungen über die einen Brandablauf bestimmenden Parameter. 3. Öffentliches Forschungskolloquium des SFB 148, Karlsruhe 1982
- /39/ Bronstein, I.N.; Semendjajew, K.A.: Taschenbuch der Mathematik, Verlag Harri Deutsch, Zürich und Frankfurt/Main, 1971
- /40/ Heselden, A.J.; Thomas, P.H.; Law, U.: Burning Rate of Ventilation controlled fires. Fire Technology, Vol. 6, No. 2, 1970
- /41/ Steckler, K.D.; Quintiere, J.G.; Rinkinen, W.J.: Flow induced by Fire in a Compartment, NBSIR 82-2520, National Bureau of Standards, (1982)
- /42/ Magnusson, S.E.; Thelandersson, S.: Comments of Gas Flow and Rate of Burning for Fires in Enclosures. Bulletin No 19 CIB/CTF/72/48, Lund Sweden (1971)
- /43/ Mikkola, E.; Hagen, E.; Holmlund, C.: Effect of Fuel Wood Moisture on Compartment Fire Instability. Abschlußkolloquium "Bauwerke unter Brandeinwirkung", Braunschweig, 19./20. März 1987
- /44/ Thomas, P.H.; Eng, C.: Fires in Model Rooms. Presented at the 4th International Fire Protection Seminar October 1973, Zürich

- /45/ Rockett, J.A.: Fire Induced Gas Flow in an Enlosure. Combustion and Science Technology 1976, Vol. 12
- /46/ Saito, F.: Experimental Study of Compartment Fire Using Model Boxes. BRI Research Paper No. 81, July 1979
- /47/ Bechthold, R.; Ehlert, K.P.; Wesche, J.: Brandversuche Lehrte. Schriftenreihe des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau 04.037 (1978)
- /48/ Mc Caffrey, B.J.; Heskestad, G.: A robust Bidirectional Low-Velocity Probe for Flame and Fire Application. Combustion and Flame 26 (1976)
- /49/ Holmlund, C.: Instrumentering av en brandkammare. Diplomarbeit an der Technischen Hochschule Espoo (Finnland) 1983
- /50/ Hagen, E.: Dokumentation von 38 Full-Scale-Brandversuchen in Brandräumen verschiedener Größe mit Holzkrippen als Brandlast. Durchgeführt im Rahmen des SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teilprojekt C3 "Natürlicher Brand". Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig 1987

RECHNERISCHE BEHANDLUNG VON GROSSBRANDVERSUCHEN
MIT WÄRMEBILANZPROGRAMMEN

von

E. Hagen

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|---|---|----|
| 1 | Einleitung..... | 1 |
| 2 | Energiebilanz mit dem Postflashover - Modell COMBF2 auf der Basis von vier Großbrandversuchen..... | 2 |
| 3 | Berechnungen des Flashoverzeitpunktes unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung..... | 7 |
| 4 | Rechnungen mit dem HARVARD-COMPUTER FIRE CODE (HCFC)..... | 11 |
| 5 | Rechnerische Behandlung im Experiment nicht variiertes Parameter.... | 13 |
| 6 | Zusammenfassung..... | 17 |
| 7 | Literaturverzeichnis..... | 19 |

1 Einleitung

Im Teil 1 des C3-Arbeitsberichts wird über die experimentelle Forschung auf dem Gebiet "natürlicher Brand" berichtet. In der Diskussion der Ergebnisse dieser experimentellen Arbeit wurde deutlich, daß es allein auf der Basis von Versuchsergebnissen nicht möglich ist, den natürlichen Brand und seine Auswirkungen für alle nur denkbaren Randbedingungen zu analysieren und vorherzusagen. Zum einen liegt das daran, daß wegen der Vielzahl der brandbeeinflussenden Parameter und deren gegenseitiger Kopplung eine Ummenge von relativ kostspieligen Brandversuchen erforderlich wäre. Zum anderen ist es häufig von Interesse, für ein ganz spezielles Szenarium Vorhersagen für die Gefährdung von Bauwerk und Umgebung für den Fall eines eventuellen Schaden- oder Katastrophenfeuers zu machen.

Solche speziellen Szenarien können zum Beispiel Industriehallen sein mit Brandlasten, deren Stapelart sich für den Brandfall als besonders ungünstig erweist. Von Interesse sind auch Auswirkungen von Bränden in Bereichen von kerntechnischen Anlagen, da hier eine Brandausbreitung wegen der großen Gefährdung der Umgebung unbedingt ausgeschlossen werden muß. Weiterhin kann als spezielles Beispiel der Brand in einer unterirdischen Verkehrsanlage genannt werden, hier können je nach Verkehrsaufkommen unterschiedliche Brandlasten vorliegen und mehr oder weniger gute Brandbekämpfungsmaßnahmen möglich sein. Diese Liste der Beispiele ließe sich beliebig fortsetzen. Die drei hier geschilderten Fälle zeigen, daß keineswegs für alle möglichen Randbedingungen das Brandverhalten aus den Ergebnissen von systematisch durchgeführten Versuchsreihen vorhergesagt werden kann.

Es muß daher das Ziel der theoretischen Forschung auf dem Gebiet des natürlichen Brandes sein, Brandversuche und deren Ergebnisse rechnerisch zu analysieren, durch Brandsimulation mit Hilfe von Computern nachzuvollziehen und mit den daraus ableitbaren Erkenntnissen den Ablauf eines natürlichen Brandes für andere Randbedingungen vorherzusagen. Die experimentelle Arbeit unterstützt wesentlich die theoretische Weiterentwicklung, im Gegenzug können theoretische Ergebnisse zeigen, in welche Richtung intensive experimentelle Forschung zielen muß.

Bereits vor nahezu 30 Jahren wurden Brandversuche mathematisch modelliert /1/. Während zu Beginn einfache, stationäre physikalische Modelle zur Beschreibung der Postflashover-Brandphase entwickelt wurden, wird zur Zeit versucht, die dynamischen Prozesse während des Brandablaufs mit Hilfe sogenannter Feldmodelle zu erfassen /7/. Dies erfordert erhebliche Speicherkapazität und Rechengeschwindigkeit der verwendeten Computersysteme.

Im Rahmen eines vom Ministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau geförderten Forschungsprogramms sind am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz zwei Computerprogramme erarbeitet worden, die es erlauben, auf der Basis einer Wärmebilanzrechnung den natürlichen Brand rechnerisch zu beschreiben /2,3/. Zusätzlich zu diesen beiden Rechenprogrammen, die sich durch die Art der Modellbildung grundsätzlich voneinander unterscheiden, wurden den Mitarbeitern des Teilprojekts C3 zwei weitere Programme von den jeweiligen Verfassern zur Verfügung gestellt. Es handelt sich dabei um das Postflashoverprogramm "COMBF2" /4/ und um den "HARVARD COMPUTER FIRE CODE" /5/. Von dem letztgenannten wurden an der Großrechenanlage der Technischen Universität Braunschweig die Versionen "CFC 5" und "FIRST" installiert und für das IBM-Computersystem lauffähig gemacht.

Die im letzten Abschnitt erwähnten und für das C3-Projekt verfügbaren Programme sind im Schlußbericht des Teilprojekts C3 erläutert. In dem hier vorliegenden Teil 2 wird anhand von einigen Beispielen ihre Einsatzmöglichkeit bezüglich der Probleme, die für das C3-Projekt interessant sind, untersucht.

2 Energiebilanz mit dem Postflashover - Modell COMBF2 auf der Basis von vier Großbrandversuchen

In den Abbildungen 1 und 2 sind Ergebnisse aus den im Teil 1 des Arbeitsberichts diskutierten Versuchen zusammengestellt /6/. Bei diesen Versuchen handelt es sich um Brandversuche mit Holzkrippen als Brandlasten, die in einem 20.4 m langen, 7.2 m breiten und 3.6 m hohen Raum aus Gasbetonsteinen mit jeweils unterschiedlich großen Ventilationsöffnungen und verschiedenen Brandlastgesamtmassen durchgeführt worden sind. In den hier angeführten Beispielen sollte der Einfluß der Parameter "Größe der Ventilationsöffnung" und "Brandlastgesamtmasse" auf die Brandraumtemperaturen untersucht werden.

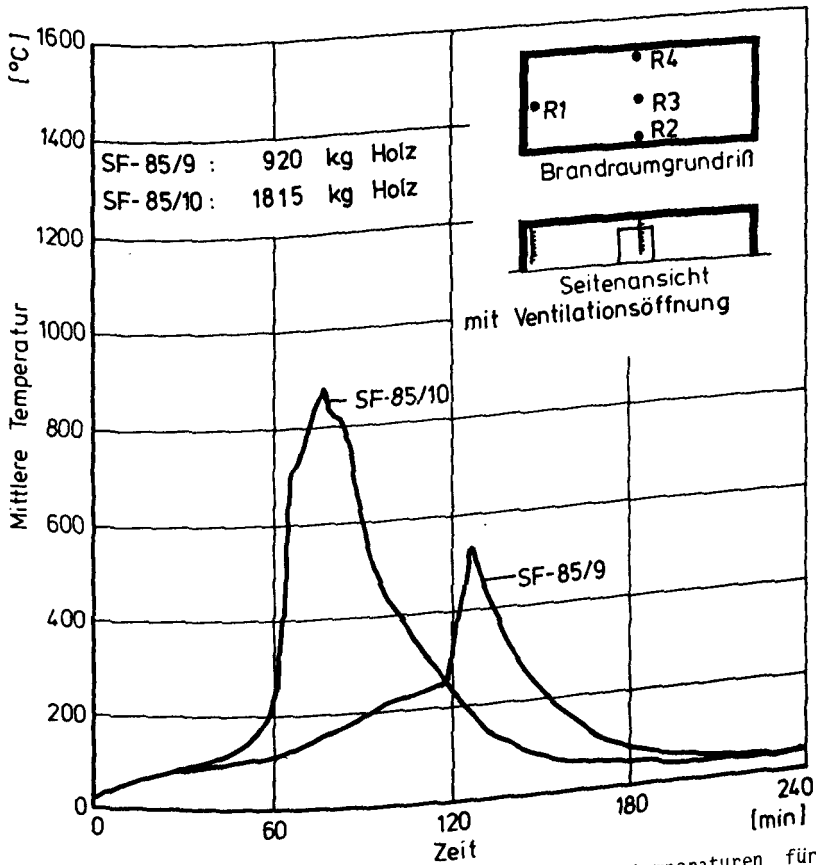


Abb.1 Brandlastabhängigkeit der mittleren Brandraumtemperaturen für eine große Ventilationsöffnung ($A\sqrt{H} = 13.51 \text{ m}^{5/2}$)

Die Abbildung 1 gibt Auskunft über die Brandlastabhängigkeit der mittleren Brandraumtemperatur für eine große Ventilationsöffnung, die Abbildung 2 zeigt die Verhältnisse für eine kleine Ventilationsöffnung. Als wesentliches Ergebnis kann dem Vergleich der beiden Kurvenpaare entnommen werden, daß bei der großen Ventilationsöffnung die Brandraumtemperaturen sehr stark von der Gesamtmasse der Brandlast abhängen, sie unterscheiden sich im Temperaturmaximum um nahezu 400 K. Bei der kleinen Ventilationsöffnung hingegen ist der Brandlasteinfluß auf die Maximalwerte der Brandraumtemperaturen kaum ausgeprägt (vgl. /6/, Kap. 4.3.4.5).

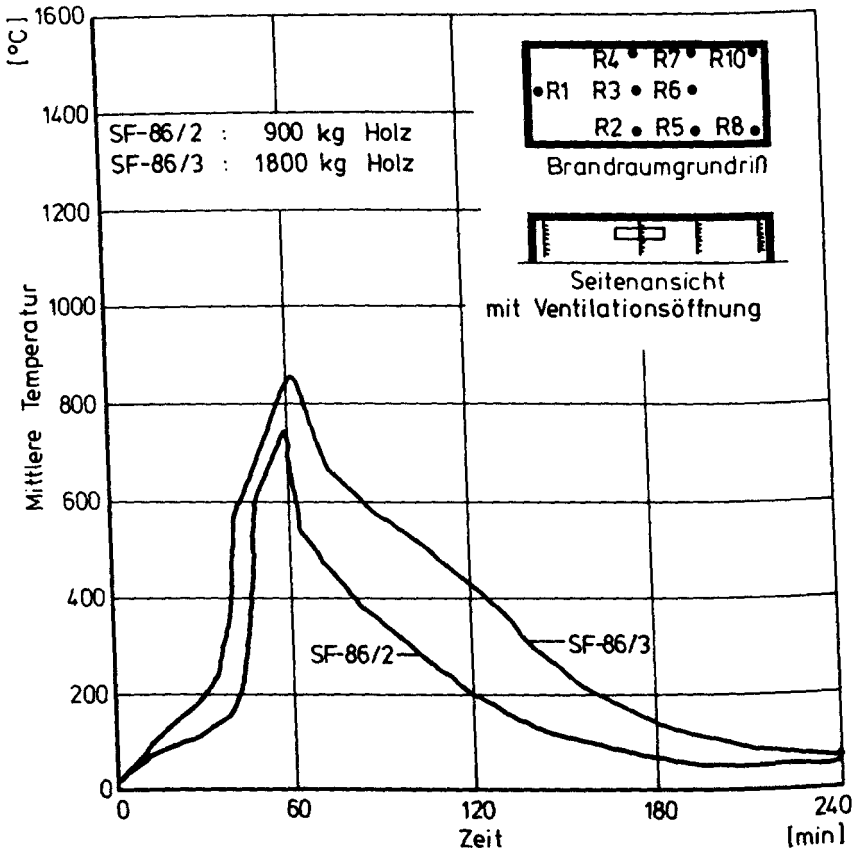


Abb.2 Brandlastabhängigkeit der mittlere Brandraumtemperaturen für eine kleine Ventilationsöffnung ($A\sqrt{H} = 3 \text{ m}^{5/2}$)

Als Erklärung hierfür ist in /6/ angeführt, daß sich das Verhältnis zwischen der Energiefreisetzungsrates und dem konvektiven und radiativen Energieverlust besonders bei einer großen Ventilationsöffnung mit kleiner werdender Brandlast deutlich zugunsten des Energieverlustes verschiebt. Diese Aussage kann mit Hilfe einer Wärmebilanzrechnung für die vier Versuche überprüft werden. Hierbei sind die für die Brandraumtemperaturen relevanten Energieterme in der Phase des vollentwickelten Brandes wesentlich; es ist daher ausreichend, zur Berechnung dieser Energieströme ein Postflashovermodell heranzuziehen.

Dies ist mit Hilfe des Computerprogrammes COMBF2 /4/ durchgeführt worden. COMBF2 berechnet die Brandraumtemperaturen und die verschiedenen Energieströme auf der Basis eines Einzonenmodells für die Postflashoverphase. Für die Berechnung benötigt das Programm als Eingabedaten die Energiefreisetzungsrate und die für einen Brand wichtigen Randbedingungen wie Brandraumgeometrie, Material der Umfassungsbauteile und Lage und Größe der Ventilationsöffnungen.

Das Ergebnis dieser Wärmebilanzrechnung ist in den Abbildungen 3 und 4 zu sehen. Dort sind für die 4 Brandversuche die für die Brandraumtemperaturen wesentlichen Energieströme \dot{Q} (= Energiefreisetzungsrate), \dot{Q}_k (= konvektiver Energieverlust durch die Ventilationsöffnung) und \dot{Q}_{rad} (= radiativer Energieverlust durch die Ventilationsöffnung) über der Branddauer aufgetragen.

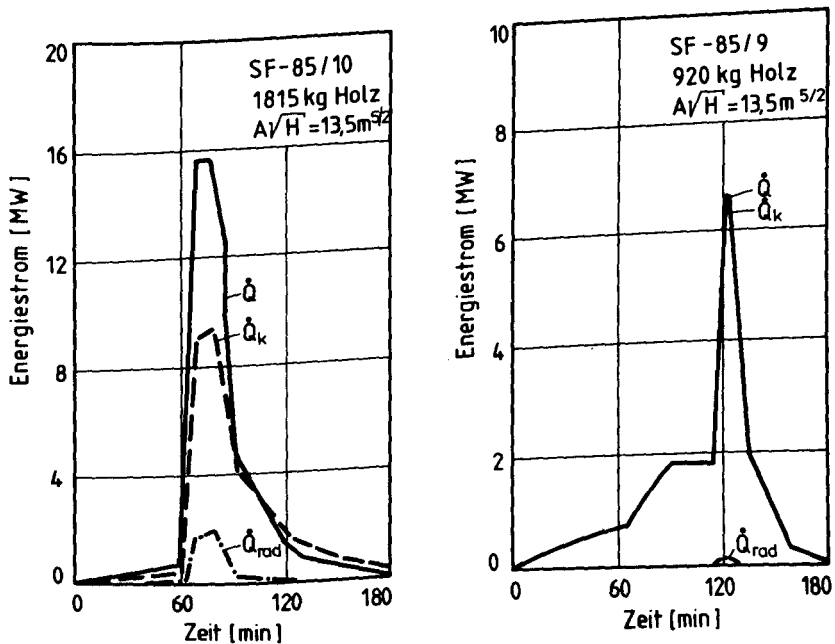


Abb.3 Wärmebilanzrechnung für die Versuche SF-85/9 und SF-85/10
Programm: COMBF2

Die Abbildung 3 zeigt die Kurven für die Brandversuche mit der großen Ventilationsöffnung. Während bei einem Einsatz von 1815 kg Holz der

konvektive Energieverlust in der Phase des vollentwickelten Brandes nur etwa halb so groß war wie die Energiefreisetzungsrate, wurde nach dem Flashover in dem Versuch mit 920 kg Holz fast die gesamte freigesetzte Energie dem Brandraum durch Konvektion durch die Ventilationsöffnung entzogen. Es ist schon aufgrund dieser Energiebilanz zu vermuten, daß die Maximaltemperaturen der beiden Versuche sich deutlich voneinander unterscheiden müssen. Dies ist auch in den Versuchen beobachtet worden, wie die Abbildung 1 zeigt.

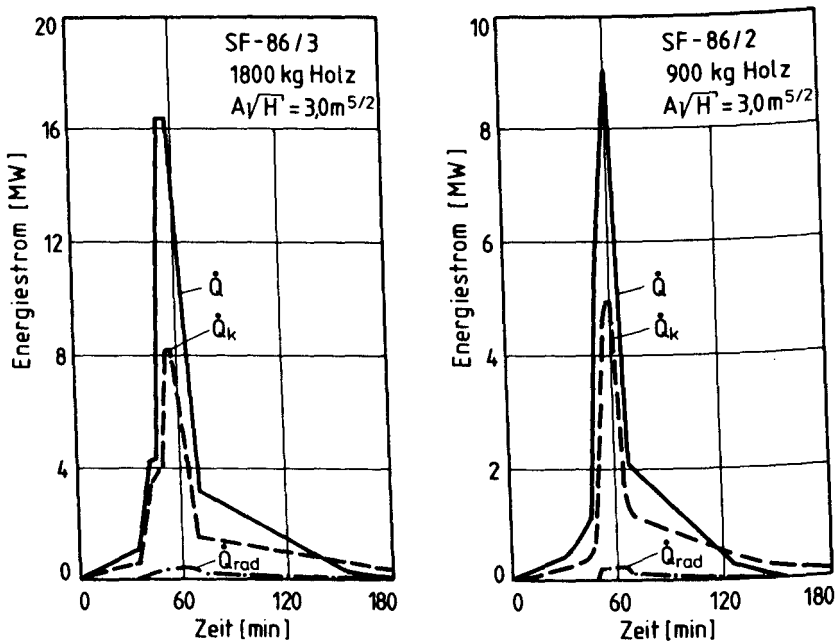


Abb.4 Wärmebilanzrechnung für die Versuche SF-86/2 und SF-86/3
Programm: COMBF2

Die Abbildung 4 zeigt, daß die Situation bei den Raumbränden mit der kleinen Ventilationsöffnung eine andere ist. Hier ist auch bei der geringen Brandlast von 900 kg Holz (Versuch SF-86/2) der konvektive Energieverlust \dot{Q}_k mit ca. 5 MW im Maximum nur etwa halb so groß wie die Energiefreisetzungsrate \dot{Q} . Daher konnten die Brandraumtemperaturen ähnlich hohe Werte annehmen wie im Versuch SF-86/3, für den eine doppelt so hohe Brandlast vorlag.

Dieses Beispiel einer Wärmebilanzrechnung im Vergleich mit Versuchsergebnissen soll zeigen, daß es bereits mit Simulationsmodellen, die auf relativ einfachen Annahmen beruhen, möglich ist, Aussagen über in einem Brandfall zu erwartende Maximaltemperaturen zu machen. Aussagen über den zeitlichen Ablauf des Brandes sind einer solchen Rechnung jedoch nicht zu entnehmen, da der zeitliche Ablauf mit der Energiefreisetzungsrate vorgegeben werden muß.

3 Berechnungen des Flashoverzeitpunktes unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung

Unter dem Flashoverzeitpunkt während eines Brandes versteht man den Zeitpunkt des Übergangs vom Entstehungsbrand zum vollentwickelten Brand. Nach dem Flashover sind alle sich in dem Brandabschnitt befindenden Brandlasten entzündet. Für das Auftreten des Flashover und für den Zeitpunkt des Auftretens ist die sogenannte thermische Rückkopplung über den Brandraum auf das Brandgeschehen verantwortlich: Durch Strahlung von den heißen Brandraumwänden und besonders von der Heißgasschicht wird die Pyrolyse beschleunigt und der Brandablauf wird heftiger. Ferner werden noch nicht entzündete Brandlasten bis zum Erreichen der Zündtemperatur erwärmt.

Die Beschreibung der zum Flashover führenden Vorgänge zeigt, daß solche Zusammenhänge nicht mit dem in Abschnitt 2 verwendeten Modell rechnerisch erfaßt werden können. Um den Rückkopplungsmechanismus des Brandraumes in der Simulationsrechnung zu berücksichtigen, muß zumindest eine durch ihre Dicke und ihre Temperatur definierte Heißgasschicht beschrieben werden.

Ein geeignetes Modell hierfür ist das sogenannte Mehrzonenmodell /3/. Es wird die Voraussetzung getroffen, daß im Brandraum zwei Gasschichten unterschiedlicher Temperatur und Zusammensetzung existieren: Der untere Teil des Brandraumes ist mit der einströmenden Frischluft angefüllt, der obere Teil enthält die mit Ruß und Brandgasen vermischte Heißgasschicht. Neben diesen beiden Schichten sind vier weitere Segmente definiert, die untereinander Masse und Energie austauschen: Die Brandlast, die erweiterte Decke, der erweiterte Brandraumboden und der Plume. Erweiterte Decke bedeutet, daß sowohl die Decke als auch die Teile der Wände, die

von der heißen Gasschicht bedeckt sind, dazugehören. Die Gleichungen, die die physikalischen Prozesse innerhalb der Segmente und die Wechselwirkungen zwischen den Segmenten beschreiben, werden simultan gelöst.

Im Teil 1 des C3-Arbeitsberichts (vgl. /6/ Kap. 4.3.3.2) sind die beiden Brandversuche SF-85/2 und SF-85/3 vorgestellt worden. Der einzige Unterschied bezüglich der Versuchsrandbedingungen bestand im Wassergehalt der Holzkrippen, die als Brandlast verwendet worden waren. Im Versuch SF-85/2 wurde Holz mit einem Feuchtegehalt von 17 % verwendet im Gegensatz zu 9 % im Versuch SF-85/3. Diese Differenz hatte sehr unterschiedliche Flammenausbreitungsgeschwindigkeiten v in der Brandentstehungsphase zur Folge, die aus der Abbildung 5 ersichtlich sind: Im Falle von SF-85/2 betrug v nur 2.2 cm/min im Gegensatz zu dem relativ hohen Wert von 9.0 cm/min, der im Versuch SF-85/3 registriert wurde.

Sowohl die aus der Abbildung 5 ermittelten Flammenausbreitungsgeschwindigkeiten als auch die für die Versuche arrangierten Randbedingungen sind dem auf der Basis der Mehrzonenmodellbildung aufgebauten Wärmebilanzprogramm /3/ als Eingabedaten vorgegeben worden. Einige Ergebnisse der damit durchgeführten Wärmebilanzrechnung sind in der Abbildung 6 dargestellt und zum Teil mit den im Versuch ermittelten Meßwerten verglichen.

Das linke Teilbild zeigt zum einen die errechneten Heißgastemperaturen und zum anderen den Temperaturbereich, der in der Heißgasschicht während der Versuche registriert worden war. Den Temperatur-Zeit-Verläufen ist der grundsätzlich unterschiedliche Charakter der beiden Brandabläufe zu entnehmen. Während des Versuchs SF-85/3 kam es in der 37. Minute zum Flashover, daraufhin erreichten die Heißgastemperaturen Werte um 1000 °C. Im Versuch SF-85/2 hingegen blieb die Heißgastemperatur stets kälter als 200 °C. Die Rechnung ergab hierfür zwar um 50 % höhere Werte; das wesentliche Versuchsergebnis, nämlich die Tatsache, daß kein Flashover auftrat, ist jedoch richtig wiedergegeben.

Die Erklärung für das unterschiedliche Brandverhalten ist dem rechten Teilbild der Abbildung 6 zu entnehmen. Hier ist die Wärmebelastung der Brandlast über der Branddauer aufgetragen. Die Strahlung, die die noch nicht entzündete Brandlast von der Heißgasschicht, von den heißen Teilen der Brandraumumfassungsteile (der erweiterten Decke) und dem Plume er-

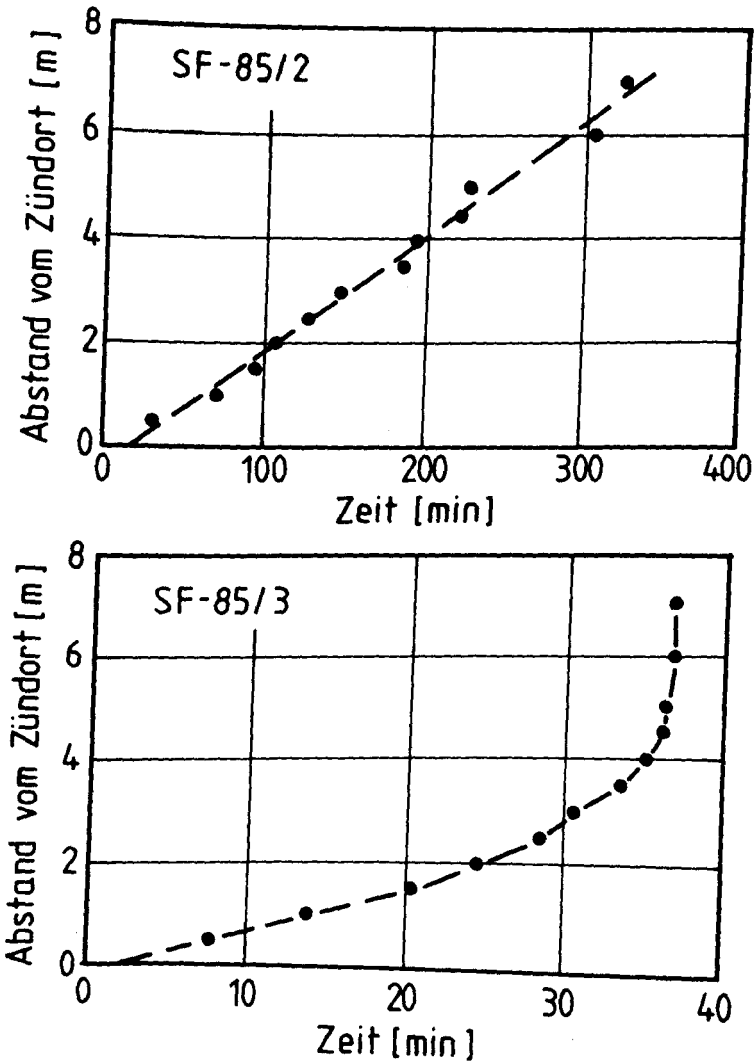


Abb.5 Abstand der Flammen vom Zündort als Funktion der Zeit.
Aus der Steigung der Geraden ergibt sich die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit.

hält, ist entscheidend für das Flashoververhalten. Der für das Auftreten des Flashover benötigte kritische Wert liegt zwischen 1 W/cm^2 und 2 W/cm^2 . Der genaue Wert ist von versuchsspezifischen Bedingungen ab-

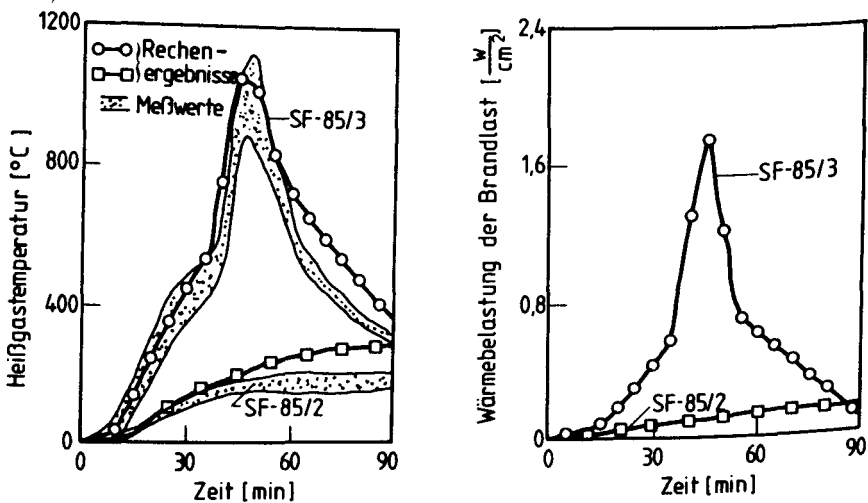


Abb.6 Ergebnisse einer Wärmebilanzrechnung und Vergleich mit Versuchsergebnissen.

Grundlage: Mehrzonenmodell

hängig. Berechnet werden kann die Wärmebelastung der Brandlast selbstverständlich nur, wenn die Segmente Brandlast, Plume, Heißgasschicht und erweiterte Decke bei der Modellbildung berücksichtigt worden sind.

Die Abbildung 6 zeigt deutlich, daß im Fall des Versuchs SF-85/2 die aus der relativ geringen Brandausbreitungsgeschwindigkeit resultierende Energiefreisetzung zu klein war, um den Flashover zu verursachen. Der maximale von der Brandlast empfangene Energiestrom ist kleiner als 0.2 W/cm^2 . Im Versuch SF-85/3 hingegen überschritt der die Brandlast erreichende Wärmestrom bereits nach 35 min den Wert 1 W/cm^2 .

Die in diesem Abschnitt durchgeführte Rechnung soll zeigen, daß es bei der modellmäßigen Berücksichtigung des Energie- und des Massenaustausches zwischen unterschiedlichen Brandraumsegmenten möglich ist, Aussagen bezüglich des zeitlichen Ablaufs eines Brandes zu machen. Selbstverständlich müssen auch hier der Rechnung gewisse Vorabinformationen, wie in diesem speziellen Beispiel die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit für verschiedene Holzfeuchten, zur Verfügung gestellt werden.

4 Rechnungen mit dem HARVARD-COMPUTER FIRE CODE (HCFC)

Das Harvard-Computerprogramm /5/ zur Simulation von natürlichen Raumbränden wird weltweit von zahlreichen Forschern angewendet. Gründe dafür sind, daß es lauffähige Versionen für nahezu alle gängigen Großcomputer und neuerdings auch für PCs gibt. Außerdem sind die Verfasser um eine breite Verteilung dieses Programms bemüht, um mit Hilfe der Erfahrung zahlreicher Anwender Anregungen für Verbesserungen zu bekommen. Mitarbeiter des Teilprojekts C3 hatten die Möglichkeit, an einem Seminar in Lund (Schweden) teilzunehmen, daß sich mit der Thematik der Brandsimulation mit dem HCFC beschäftigte.

Die Basis des Rechenprogramms ist auch hier ein Zonenmodell. Die physikalischen Wechselwirkungen, die den Massen- und Energieaustausch der Zonen untereinander beschreiben, werden durch annähernd 60 Gleichungen mit ca. 60 Variablen mathematisch erfaßt. Die Existenz von 60 Gleichungen mit 60 Variablen erfordert erheblichen numerischen Aufwand.

Auf die Probleme des Teilprojekts C3 war der HCFC nicht uneingeschränkt erfolgreich anwendbar. Die folgenden Schwierigkeiten tauchten auf:

1. Bedingt durch die aufwendige Numerik traten Konvergenzprobleme auf. Diese konnten zwar häufig durch eine Variation der Eingabeparameter beseitigt oder in ihrer negativen Wirkung gemildert werden, sie erschwerten aber dennoch die Arbeit beträchtlich.
2. Für die Beschreibung der Energiefreisetzung existieren im HCFC drei ProgrammROUTINEN von denen keine auch nur annähernd für die Brandausbreitung in Holzkrippen geeignet ist. Daher wurde das Programm dahingehend abgeändert, daß die Energiefreisetzung nicht durch eine dieser drei Routinen berechnet, sondern vielmehr der Rechnung vorgegeben wird. Dabei wurde ein Vorteil des HCFC, nämlich die Möglichkeit, den zeitlichen Ablauf der Brandentstehungsphase zu berechnen, verschenkt. Diese Berechnung verläuft jedoch sowieso nur für einen Spezialfall zufriedenstellend, und der beschreibt die Brandausbreitung auf einer ebenen PMMA-Platte.
3. Aus noch nicht genau zu analysierenden Gründen werden die Heißgastemperaturen durch den HCFC für große Räume wesentlich zu niedrig

berechnet. Dies wird anhand der Abbildung 7 verdeutlicht, die die im Brandversuch SF-85/8 (vgl. /6/ Kap. 4.3.4) gemessenen Temperaturen im Vergleich zu den mit zwei verschiedenen Versionen des HCFC für die speziellen Randbedingungen des Versuchs berechneten Temperaturen zeigt. Die Rechenwerte sind im Maximum um etwa 320 K zu niedrig. Hierfür können drei Gründe verantwortlich sein:

- Das Rückströmen der heißen Brandgase, die, anstatt den Brandraum durch die Ventilationsöffnung zu verlassen, in der Nähe der Öffnung ihre Richtung ändern und zurück in den Brandraum strömen, ist in dem Modell nicht berücksichtigt. Dieses sogenannte "vent mixing" bewirkt höhere Brandraumtemperaturen, da dadurch der konvektive Energieverlust für den Brandraum abnimmt.
- In einem großen Brandraum mit einer großen Grundfläche wirkt der Fußboden als Energiesenke. Je kälter der Boden ist, desto mehr Energie fließt hinein. Da der HCFC das Aufheizen des Fußbodens nicht berücksichtigt, wird für den Wärmestrom in den Fußboden ein zu großer Wert berechnet. Die sich aus der Rechnung ergebenden Brandraumtemperaturen werden also niedriger.
- Für große Brandräume ist generell das Zonenmodell in der Art, auf der der HCFC basiert, zu grob. Die Auswertung der im Rahmen des Teilprojekts C3 durchgeführten Großbrandversuche (vgl. /6/, Kap. 4.3.4.5) hat gezeigt, daß eine Aufteilung des Brandraums in zwei Gasschichten, die jeweils bezüglich der Temperatur und der Zusammensetzung homogen sind, nicht der Realität entspricht.

Diese Ausführungen und das in der Abbildung 7 gezeigte Beispiel zeigen Grenzen des Anwendungsbereichs für ein sehr weit entwickeltes und für andere Randbedingungen erfolgreich anwendbares Brandsimulationsmodell.

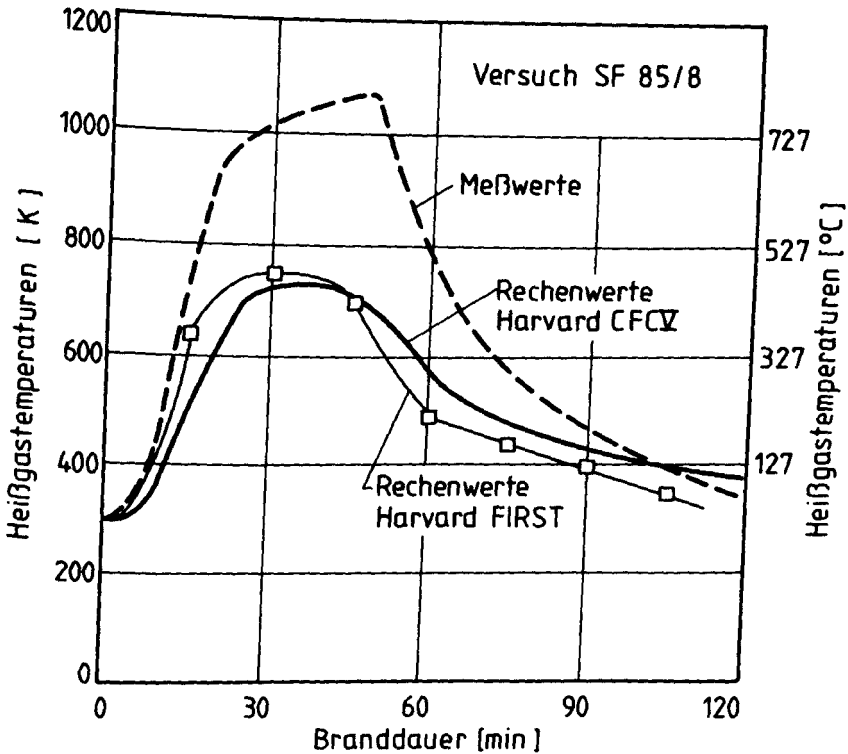


Abb.7 Brandsimulationsrechnung mit dem Programm HCFC

5 Rechnerische Behandlung im Experiment nicht variiert Parameter

Wie im Teil 1 des C3-Arbeitsberichts (C3-1) ausgeführt wurde, konnten bei weitem nicht alle brandbeeinflussenden Parameter, die für den natürlichen Brandablauf interessant sind, variiert werden. Sozusagen aus Kostengründen auf der Strecke geblieben sind unter anderem die Parameter "Material der Brandraumumfassungsteile" und "horizontale Ventilationsöffnung". In diesem Abschnitt soll anhand von Beispielen gezeigt werden, daß es mit Hilfe der Computersimulation in Verbindung mit Versuchsergebnissen möglich ist, Aussagen über die Wirkungen im Experiment nicht variiert Parameter auf das Brandgeschehen zu machen.

Als Rechengrundlage wird hier ein einzonales Postflashovermodell /2/ verwendet, daß auf den gleichen physikalischen Annahmen basiert wie das in Abschnitt 2 verwendete Programm COMBF2. Die grundlegenden Vereinfachungen seien hier kurz angeführt:

1. Im Brandraum, für den sowohl vertikale als auch horizontale Öffnungen vorgesehen sind, liegt überall die gleiche Temperatur vor.
2. Der Wärmestrom in die Wände, die Decken und den Boden fließt senkrecht zu den Oberflächen und kann durch einen eindimensionalen Ansatz beschrieben werden.
3. Die treibende Kraft für den konvektiven Gasaustausch durch die vertikalen Ventilationsöffnungen ist der im Brandraum und außerhalb des Brandraums bezüglich der Höhe unterschiedliche Druckgradient, der aufgrund des Temperaturunterschieds vorliegt. Es wird die Existenz einer sogenannten neutralen Ebene im Bereich der Ventilationsöffnung vorausgesetzt; im Verlauf der neutralen Ebene sind Innen- und Außendruck gleich. Oberhalb der neutralen Ebene verlassen Brandgase den Brandraum, unterhalb strömt Frischluft ein.

Weiterhin ist zu bemerken, daß für die Berechnung der Brandraumtemperaturen die Energiefreisetzung als Vorabinformation zur Verfügung gestellt werden muß.

Bei der rechnerischen Variation von Parametern ist wie folgt vorgegangen worden:

Für einen Brandversuch wurde mit Hilfe der im Versuch experimentell ermittelten Abbrandrate und den speziellen Versuchsrandbedingungen der Temperatur-Zeit-Verlauf im Brandraum errechnet, das Ergebnis wurde mit den gemessenen Temperaturen verglichen. Im Falle von größeren Abweichungen zwischen Rechnung und Experiment wurde durch Änderung der Eingabedaten, insbesondere der Abbrandrate, die Rechnung dem Experiment angepaßt, so daß gerechnete und gemessene Brandraumtemperaturen übereinstimmten. Anschließend wurde in einer erneuten Rechnung in den Eingabedaten ausschließlich der Parameter verändert, dessen Einfluß untersucht werden sollte.

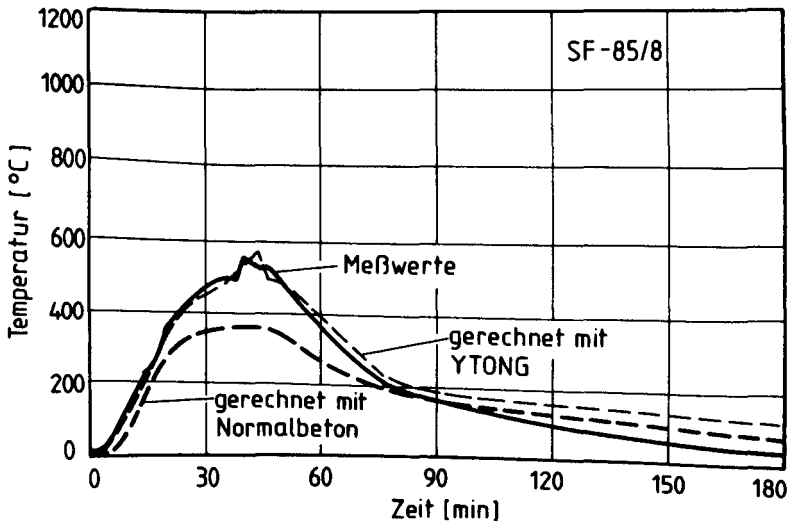


Abb.8 Rechnerische Ermittlung der Brandwirkung des Parameters "Brandraummaterial"

Die Abbildung 8 zeigt das Ergebnis einer solchen Rechnung. Es sind für den Versuch SF-85/8 (vgl. /6/, Kap. 4.3.4) drei Temperatur-Zeit-Verläufe aufgezeichnet: Die während des Versuchs durch Messung registrierten Werte, die nach dem oben beschriebenen Verfahren den Meßwerten angepaßte Kurve ("gerechnet mit Ytong") und die Kurve, die mit "gerechnet mit Normalbeton" bezeichnet ist. Anhand der Abbildung 8 ist der Einfluß des Brandraummaterials auf die Brandraumtemperaturen zu ersehen. Für die Berechnung der unteren Kurve wurden mit Ausnahme der Materialkennwerte der Brandraumumfassungsbauteile dieselben Eingangsparameter verwendet, wie für die Berechnung der dem Experiment angepaßten Kurve. Deutlich ist zu sehen, daß sich bei Verwendung von Normalbeton mit der höheren Wärmeleitfähigkeit und dem größeren Wärmespeichervermögen niedrigere Brandraumtemperaturen einstellen als bei der Verwendung von Gasbeton.

In der der Abbildung 9 zugrunde liegenden Rechnung ist der Einfluß einer Dachentlüftung auf die Brandraumtemperaturen untersucht worden. Die Basis für diese Simulationsrechnung war ein Brandversuch mit Holzkrippen in einem Brandraum mit den Abmessungen 7.4 m (Länge), 7.2 m (Breite) und 3.6 m (Höhe). Der Brandraum wurde durch eine 3 m breite und 1.24 m hohe

vertikale Ventilationsöffnung belüftet, die genauen Versuchsrandbedingungen sind der Abbildung 27 in /6/ zu entnehmen.

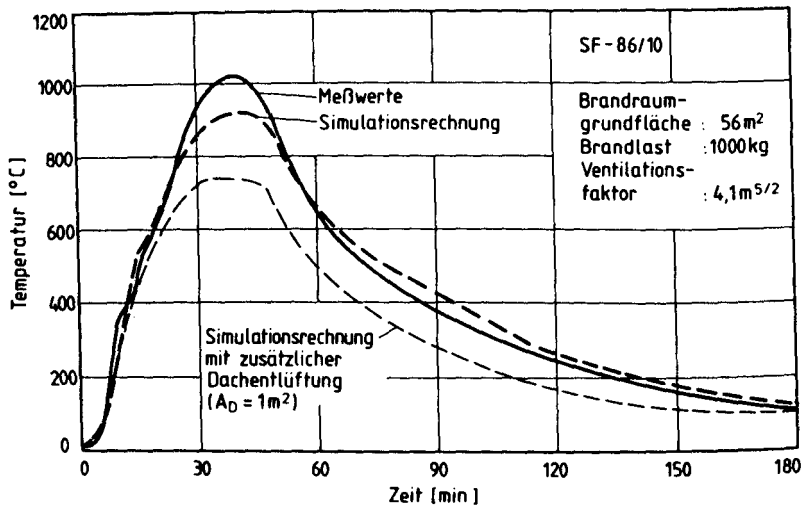


Abb.9 Rechnerische Untersuchung des Einflusses einer Dachentlüftung

Die Rechnung ergibt, daß sich die zusätzliche Dachentlüftung mit einer Öffnungsfläche von 1 m^2 durch eine deutliche Absenkung der Brandraumtemperaturen bemerkbar macht: Da die Dachentlüftung als Wärmeabfuhr wirkt, sind die Temperaturen während der maximalen Brandphase um etwa 200 K geringer als ohne Dachentlüftung.

Zu diesem in den Abbildungen 8 und 9 vorgestellten Verfahren der rechnerischen Parametervariation sei folgendes angemerkt: Die in den Computersimulationen variierten Parameter "Brandraummaterial" und "Ventilation" verändern nicht nur die Energieverlustterme Wärmeleitung durch Brandraumumfassungsbauteile und Konvektion durch Ventilationsöffnungen, sondern auch aufgrund der Rückkopplung durch den Brandraum die Energiefreisetzung. Dieser Sachverhalt ist jedoch bei der Berechnung der vorgestellten Beispiele nicht berücksichtigt worden; bei den rechnerisch abgeänderten Randbedingungen ist jeweils die in den orientierenden Basisversuchen gemessene Energiefreisetzung verwendet worden. Selbstverständlich wirkt sich auch eine Änderung der Energiefreisetzung auf die Brandraumtemperaturen aus. Daher können mit den hier vorgestellten Er-

gebnisse nur qualitative Aussagen über die Veränderung der Brandraumtemperaturen bei der Variation von Randbedingungen gerecht werden. Für genauere quantitative Angaben muß ein Modell entwickelt werden, das einerseits die Wärmebelastung der Brandlast durch die thermisch strahlende Heißgasschicht und andererseits die materialspezifische Aufheizung, die Pyrolyse und die chemischen Reaktionen der Brandlast in Rechnung stellt.

6 Zusammenfassung

In dem hier vorliegenden Teil 2 des C3-Arbeitsberichts über die Förderungsperiode 1984-1986 ist die Anwendbarkeit von Computerprogrammen zur Simulation natürlicher Raumbrände auf Großbrandversuche untersucht worden. Es standen zwei am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz entwickelte und zwei von Forschungsgruppen in den Vereinigten Staaten von Amerika verfasste Programme zur Verfügung. Als Grundlage der Berechnungen dienten die in der letzten Förderungsperiode des SFB 148 in Espoo (Finnland) durchgeführten Großbrandversuche, die im Teil 1 dieses Arbeitsberichtes /6/ beschrieben und diskutiert sind.

Zwei der verwendeten Programme sind Postflashoverprogramme. Es konnten damit für die Postflashoverphase eines Brandes wesentliche Größen wie Maximaltemperaturen und maximale Energieströme berechnet werden. Voraussetzung für den Einsatz dieser einzonalen Modelle ist jedoch die Kenntnis des zeitlichen Verlaufs des Brandes, auch die Energiefreisetzung wird als Eingabeparameter benötigt. In Verbindung mit bereits vorhandenen Versuchsergebnissen konnte die Auswirkung der Variation von in den Experimenten nicht untersuchten Randbedingungen wie unterschiedliche Brandraummaterialien und Dachentlüftungen auf die maximalen Brandraumtemperaturen rechnerisch abgeschätzt werden.

Mit einem Programm, das auf der Mehrzonenmodellbildung basiert /3/, ist ein eventuelles Auftreten des Flashover und die Flashoverzeit für verschiedene Feuerrandbedingungen abgeschätzt worden. Das war deshalb möglich, da in dem Modell, daß dem verwendeten Computerprogramm zugrunde liegt, die Wirkung des Brandraumes als Rückkopplungsmechanismus für das

Brandgeschehen berücksichtigt ist. Auch hierbei sind allerdings als Eingabedaten für das Rechenprogramm gewisse dem Experiment entnommenen Informationen, wie zum Beispiel die Flammenausbreitungsgeschwindigkeit innerhalb der Holzkrippen, erforderlich gewesen.

Der an der Harvard Universität entwickelte Harvard Computer Fire Code /5/ erwies sich für große Brandräume selbst bei Vorgabe der Energiefreisetzung zur Temperaturberechnung als wenig geeignet: In dem präsentierten Beispiel eines Raumbrandes in einem 20.4 m x 7.2 m x 3.6 m (Länge x Breite x Höhe) großen Brandabschnitt ergaben sich in der Rechnung verglichen mit den Versuchsergebnissen um bis zu 320 K zu niedrige Heißgastemperaturen. Als mögliche Gründe für diese Differenz sind das im Modell nicht berücksichtigte "vent mixing", das vernachlässigte Aufheizen der Brandlast und die für große Brandräume zu grobe Zoneneinteilung genannt worden.

Zusammenfassend können die folgenden Aussagen gemacht werden:

Die zur Zeit vorliegenden Brandsimulationsmodelle sind durchaus in der Lage, für realistische Brandfälle brauchbare Ergebnisse zu errechnen. Die Berechnungen können jedoch nur dann erfolgreich sein, wenn aus Brandversuchen, die unter ähnlichen Randbedingungen wie die Rechnungen durchgeführt wurden, Ergebnisse zur Verfügung stehen. Diese werden teilweise zur Präzisierung der Eingabedaten benötigt, teilweise müssen sie dazu dienen, das Computergrogramm auf das jeweilige Problem zu "eichen".

Trotz der zur Zeit weltweit verbreiteten theoretischen Forschung auf dem Gebiet "natürlicher Brand" kann daher auf die Durchführung von Brandversuchen in einem Maßstab, der realen Brandsituationen entspricht, nicht verzichtet werden. Die Experimente müssen selbstverständlich so geplant und durchgeführt werden, daß die Ergebnisse die für die Modellbildung und die Weiterentwicklung von Modellen wesentlichen Impulse liefern.

7 Literaturverzeichnis

- /1/ Kawagoe, K.: Fire Behaviour in Rooms. Report No.27, Building Research Institute, 1958
- /2/ Schneider, U.; Haksever, Aysen: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen. Heft 46 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981
- /3/ Dobbernack, R.; Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung. Heft 59 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffkunde, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983
- /4/ Babrauskas. V.: COMBF2 - A Program for Calculating Post-Flashover Fire Temperatures. U.S.Department of Commerce, National Bureau of Standards, June 1979
- /5/ Mitler, H.E.; Emmons, H.W.: Documentation for CFC5, the Fifth Harvard Computer Fire Code. NBS-GRC-81-344, October 1981
- /6/ Hagen, E.: SFB 148, Teilprojekt C3, Dreijahresbericht 1984-1986, Teil 1
- /7/ Cox, G.: Computation in two and three dimensions for fire. Workshop on Fire Modeling and Scaling, Naval Research Laboratory, Washington DC, December 2-3, 1981